



**Universidad Nacional Mayor de San Marcos**  
**Universidad del Perú. Decana de América**  
**Facultad de Ciencias Físicas**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Mecánica de Fluidos**

**Consideraciones hidrológicas para el diseño hidráulico  
del puente Chilligua. Carretera Checca-Mazocruz.  
Región Puno**

**MONOGRAFÍA TÉCNICA**

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Mecánico de Fluidos

Modalidad M-3 Suficiencia Profesional

**AUTOR**

**Dante Froilán INCA CAPCHA**

Lima, Perú

2016

*Para mis padres por su sacrificio,  
comprensión y apoyo incondicional  
durante mi formación de mi vida  
profesional.*

CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS PARA EL DISEÑO  
HIDRÁULICO DEL PUENTE CHILLIGUA.  
CARRETERA CHECCA-MAZOCRUZ. REGION PUNO

	Pag.
CAPÍTULO 1. INTRODUCCION	01
CAPÍTULO 2. OBJETIVOS	01
2.1. Objetivo General	01
2.2. Objetivos Específicos	10
CAPÍTULO 3. LIMITACIONES	10
CAPÍTULO 4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MORFOLÓGICAS DE LA CUENCA QUE AMICHI	10
4.1. Área de la Cuenca	01
4.2. Perímetro de la cuenca	10
4.3. Altitud media	10
4.4. Longitud de cauce	10
4.5. Pendiente media del cauce	01
4.6. Pendiente media de la cuenca	10
4.7. Coeficiente de Compacidad	10
4.8. Factor de Forma	10
CAPÍTULO 5. REVISIÓN DE LA BIBLIOGRAFIA	10
5.1. Análisis de Datos Dudosos	10
5.2. Corrección por intervalo Fijo de observación.	01
5.3. Análisis de Riesgo y Periodo de Retorno	01
5.4. Análisis de Frecuencia	10
5.4.1. Distribución Normal	10
5.4.2. Distribución Log Normal de 2 Parámetros	10
5.4.3. Distribución de Gumbel	10
5.4.4. Distribución de Log Pearson 3	10
5.4.5. Prueba de bondad de ajuste	10
5.5. Intensidades de Lluvia	10
5.6. Máximas Avenidas, Modelo Precipitación-Escorrentía	10
5.6.1. Tiempo de Concentración (Tc)	10
5.6.2. Determinación del Número de Curva (CN)	10
5.6.3. Estimación de Caudales de Diseño	10
5.7. Coeficiente de Rugosidad de Manning	10
5.8. Modelamiento Hidráulico Unidimensional con uso del Software HecRas V4.1	10
5.9. Ancho Estable del Cauce y Luz Hidráulica del Puente	10
5.10. Gálibo libre del Puente	10
5.11. Estimación de la profundidad de socavación	10
5.12. Diseño del Enrocado de Protección.	10
5.12.1. Espesor y Altura del Enrocado	10
5.12.2. Diseño de la zona de protección	10
5.12.3. Granulometría del Enrocado	10

CAPÍTULO 6. MATERIALES Y METODOLOGÍA	10
6.1. Ubicación	10
6.1.1. Ubicación Política	10
6.1.2. Ubicación Geográfica	01
6.2. Información Cartográfica	10
6.3. Información Pluviométrica	10
6.4. Reconocimiento de Campo	10
6.4.1. Características topográficas y geodinámica externa de la ubicación del Puente.	10
6.4.2. Características del lecho del Cauce	10
6.4.3. Características Hidráulicas de la Zona de Emplazamiento del puente.	10
CAPÍTULO 7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	10
7.1. Resultado de Análisis de Datos Dudosos	10
7.2. Resultado de Corrección por Intervalo Fijo de Observación	10
7.3. Resultado del Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de Ajuste	10
7.4. Resultado del Análisis de Riesgo y Selección del Periodo de Retorno	10
7.5. Determinación de las Intensidades de Lluvia y Curva IDF	10
7.6. Estimación de Máximas Avenidas	10
7.7. Determinación del Coeficiente de Rugosidad de Manning	10
7.8. Resultados de Modelamiento Hidráulico Unidimensional HecRas 4.1	10
7.9. Ancho estable de cauce y determinación de la luz hidráulica del Puente	10
7.10. Estimación de la Socavación	10
7.11. Gálibo libre y altura total del Puente	10
7.12. Enrocado de protección	00
7.12.1. Definición de la geometría del Enrocado	10
7.12.2. Granulometría del Enrocado	10
CONCLUSIONES	10
RECOMENDACIONES	10
BIBLIOGRAFIA	10
ANEXOS	10

## 1. INTRODUCCION

Las obras viales son de vital importancia para el desarrollo económico del Perú, éstas en su mayoría, según la geografía de la zona, deben cruzar cursos naturales de agua constituidos por quebradas y ríos, por lo que se llegan a proyectar obras de drenaje transversal, como son alcantarillas, badenes y puentes. Este último resulta más importante, dado que al ser una estructura mayor, debe tener más atención en el diseño.

Los puentes resultan muy vulnerables a las crecidas fluviales y dinamismo de los ríos, la vulnerabilidad se agrava con la aparición esporádica del Fenómeno de El Niño. En un estudio detallado 'Bridge Failures' realizado por D.W. Smith 1976 por el Instituto de Ingenieros Civiles - Reino Unido, señala que el 70% de fallas de Puentes en todo el mundo es debido a los eventos extremos. Asimismo la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) en 1994, indica que la mayor parte de los puentes que han fallado, en USA y en todo el mundo, ha sido debido a la socavación.

En consecuencia, la correcta estimación del caudal de diseño y los estudios hidráulicos resultan sumamente importantes para la prevención de fallas de puentes.

En tal sentido, la presente monografía técnica busca dar continuidad a la carretera que une los Distritos de Checca y Mazocruz sobre el río Quezúachi en la Región Puno. Para lo cual se pretende diseñar, del punto de vista hidráulico, una estructura tipo Puente y asimismo diseñar las obras de protección para dicha estructura.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1. Objetivo General

Diseñar del punto de vista hidráulico, el Puente Chilligua y sus obras de protección ribereña, para dar continuidad a la carretera Checca-Mazocruz en la Región Puno.

### 2.2. Objetivos Específicos

- ¿ Definir las características hidrológicas y geomorfológicas de la cuenca del río Quezámichi.
- ¿ Características Topográficas y Geodinámicas de la ubicación del Puente.
- ¿ Cálculo de la máxima avenida para el río Quezámichi en el punto de interés.
- ¿ Modelamiento Hidráulico del Río Quezámichi.
- ¿ Estabilidad Dinámica y determinación de la Luz hidráulica del Puente
- ¿ Estimación de la profundidad de socavación.
- ¿ Determinación del gabión libre y profundidad de Cimentación de la Subestructura, del punto de vista hidráulico.
- ¿ Características Hidrológicas en la sección del Puente.
- ¿ Diseño de la obra de Protección.

## 3. LIMITACIONES

La Hidrología es una ciencia que se apoya en las leyes estadísticas y probabilísticas, puesto que todos los valores calculados representan una posible ocurrencia, que dependerá de los registros proporcionados por las entidades oficiales, los cuales no siempre cuentan con estaciones operativas en la zona de proyecto o con la extensión suficiente de información requerida. Por otro lado la Hidráulica Fluvial es una ciencia compleja, debido a la incertidumbre de la cuantificación de sus características hidráulicas, por lo que su ingeniería se apoya actualmente en métodos empíricos y mediciones de campo.

## 4. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS Y MORFOLÓGICAS DE LA CUENCA QUEZÁMACHI

La cuenca del río Quezámichi, se encuentra al sur del país, en la región puno y corresponde un afluente del río Huenque que a su vez entrega sus aguas al río Ilave y finalmente desemboca en el Lago Titicaca.

Por otro lado podemos clasificar a la cuenca según su geomorfología, de acuerdo a la cuadro 4.1.

Cuadro 4.1. Clasificación de Cuenca según su geomorfología

Parámetro	Rango	Clasificación
Superficie (km <sup>2</sup> )	0 - 250	Pequeña.
	250 - 2 500	Mediana.
	> 2 500	Grande.
Pendiente de la cuenca (%)	1-15	Accidentado.
	15 - 30	Fuertemente accidentado.
	30 - 50	Escarpado.
	> 50	Muy escarpado.
Elevación media (msnm)	0 - 1 000	Baja.
	1 000 - 2 000	Mediana.
	> 2 000	Alta.
Compacidad	1.00 - 1.50	Oval redonda.
	1.50 - 1.75	Rectangular oblonga.
	> 1.75	Alargada.
Factor de Forma	≠ 0.30	Buena respuesta.
	> 0.30	Regular respuesta.
Longitud del cauce (km <sup>2</sup> )	0 - 50	Corto.
	50 - 100	Mediano.
	> 100	Largo.
Pendiente del cauce (%)	0 - 1	Baja.
	1 - 2	Mediana.
	> 2	Alta.

Fuente: Hidrología para Ingenieros-LINSLEY, KHOLER, PAULHUS

A continuación de pasa a describir las características físicas y morfológicas de la cuenca Quezámichi.

#### 4.1. Área de la Cuenca

Corresponde a la superficie en el cual los eventos de precipitación se infiltran y escurren para concentrarse en el curso principal denominado río Quezámichi. La cuenca Quezámichi presenta un área de 44.58 Km<sup>2</sup>

En la figura 4.1, se muestra una imagen satelital de la cuenca Quezámichi, obtenido de Google Earth, donde se aprecia que la cuenca Quezámichi desemboca sus aguas en el río Huenque.

Figura 4.1. Vista Satelital de la Cuenca de Quezámichi



Fuente: Google Earth. Junio 2015.

#### 4.2. Perímetro de la cuenca

Corresponde a la longitud del contorno del área de la cuenca Quezámichi y corresponde a 28.54km.

#### 4.3. Altitud media

La cuenca Quezámichi presenta cumbres de hasta 4745msnm y disminuye hasta el nivel de la carretera 4745msnm. Por lo que la altitud media de la cuenca corresponde a 4345msnm.

#### 4.4. Longitud de cauce

Corresponde a la longitud máxima de todo el drenaje de la cuenca Quezámichi, el cual coincide con el curso principal y es de 12195m.

#### 4.5. Pendiente media del cauce

Esta expresada por la siguiente relación:

$$S_m = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \quad \text{... (3.1)}$$

Donde:

Hmax= Cota máxima del cauce

Hmin= Cota mínima del cauce

L= Longitud máxima del cauce

Teniendo presente el concepto anterior, la pendiente media del cauce es de 6.56%. Lo cual resulta una pendiente alta.



#### 4.6. Pendiente media de la cuenca

Esta expresada por la siguiente relación:

$$S = \frac{DL_L}{A} \quad \text{... (3.2)}$$

Donde:

$L_L$  = Longitud total de curvas de nivel dentro de la cuenca

$D$  = Equidistancia entre curvas de nivel

Considerando lo anterior y en base a las curvas de nivel de la Carta Nacional 1/100000 34-X y 35-X, se obtiene una pendiente de 44.2%

#### 4.7. Coeficiente de Compacidad

Esta expresada por la siguiente relación:

$$K_c = \frac{\text{Perímetro Cuenca}}{\text{Perímetro Circulo}} = 0.282 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad \text{... (3.3)}$$

Donde:

$A$  = Área de la Cuenca

$P$  = Perímetro de la Cuenca

De la definición se obtiene un factor de forma de 1.21, y de la clasificación se concluye que la cuenca es Oval redonda.

#### 4.8. Factor de Forma

Esta expresada por la siguiente relación:

$$K_f = \frac{B}{L} = \frac{A}{L^2} \quad \text{... (3.4)}$$

Donde:

$B$  = Ancho medio de la cuenca

$A$  = Área de la Cuenca

$L$  = Longitud del cauce principal

De acuerdo a la definición, la cuenca Quezámichi tiene un factor de forma de 0.30 y corresponde a una cuenca de buena respuesta en eventos de precipitación.

Finalmente se presenta un resumen de la clasificación de la cuenca de acuerdo al cuadro 4.2

Cuadro 4.2. Geomorfología de la Cuenca Quezámichi

Cuenca	Perímetro (Km)	Área (Km <sup>2</sup> )	Altitud media (msnm)	Longitud del cauce (m)	Pendiente media del Cauce (%)	Pendiente media de Cuenca (%)	Coefficiente de Compacidad	Factor de forma
Quezámichi	28.54	44.58	4345	12195	6.56	44.2	1.21	0.30
Clasificación		mediana	alta	mediano	alta	escarpado	Rectangular oblonga	Buena respuesta

Fuente: Elaboración propia

## 5. REVISIÓN DE LA BIBLIOGRAFÍA

### 5.1. Análisis de Datos Dudosos

Los datos dudosos son puntos de la información que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante. La retención o eliminación de estos datos puede afectar significativamente la magnitud de los parámetros estadísticos calculados para la información, especialmente en muestras pequeñas. Los procedimientos para tratar datos dudosos requieren un criterio que involucra consideraciones matemáticas e hidrológicas. De acuerdo con el Water Resources Council (1980).

La siguiente ecuación de frecuencia puede utilizarse para detectar datos dudosos altos y bajos respectivamente:

$$y_H = \bar{y} + K_n s_y \quad \text{... (3.5)}$$

$$y_L = \bar{y} - K_n s_y \quad \text{... (3.6)}$$

Donde:

$y_H$ : Umbral superior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

$y_L$ : Umbral inferior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

$\bar{y}$ : Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$s_y$ : Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$K_n$ : Valor tabulado para una muestra de tamaño  $n$  (Cuadro 5.1).

**Cuadro 5.1. Valores de Kn para prueba de datos dudosos**

n	Kn	n	Kn	n	Kn	n	Kn
10	2.036	24	2.467	38	2.661	60	2.837
11	2.088	25	2.486	39	2.671	65	2.866
12	2.134	26	2.502	40	2.682	70	2.893
13	2.175	27	2.519	41	2.692	75	2.917
14	2.213	28	2.534	42	2.700	80	2.940
15	2.247	29	2.549	43	2.710	85	2.961
16	2.279	30	2.563	44	2.719	90	2.981
17	2.309	31	2.577	45	2.727	95	3.000
18	2.335	32	2.591	46	2.736	100	3.017
19	2.361	33	2.604	47	2.744	110	3.049
20	2.385	34	2.616	48	2.753	120	3.078
21	2.408	35	2.628	49	2.760	130	3.104
22	2.429	36	2.639	50	2.768	140	3.129
23	2.448	37	2.650	55	2.804		

Fuente: Hidrología Aplicada-Vente Chow-Bogot® 1994

### 5.2. Corrección por intervalo fijo de observación.

Según la Guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial - OMM, se recomienda multiplicar los datos pluviométricos por un factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria.

Asumiendo que el caso de nuestras estaciones, son aquellas que se registran una vez al día, las precipitaciones deberán multiplicarse por un factor de 1.13, según el siguiente cuadro 5.2

**Cuadro 5.2 Factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria.**

Número de observaciones / día	1	2	3 - 4	5 - 8	9 - 24	>24
Factor de ajuste	1.13	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

Fuente: Guía de prácticas hidrológicas - Volumen II: Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas - Tabla II.5.5 (OMM N°168 - 2011).

### 5.3. Análisis de Riesgo y Periodo de Retorno

Para determinar el Periodo de retorno de diseño, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiente este último de factores económicos, sociales, técnicos y otros (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje de Carreteras - MTC).

Tomando en cuenta lo señalado, la probabilidad de riesgo y falla, se determina mediante la siguiente expresión:

$$R = 1 - [1 - P(X \leq x_T)]^n \quad (3.7)$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^n \quad (3.8)$$

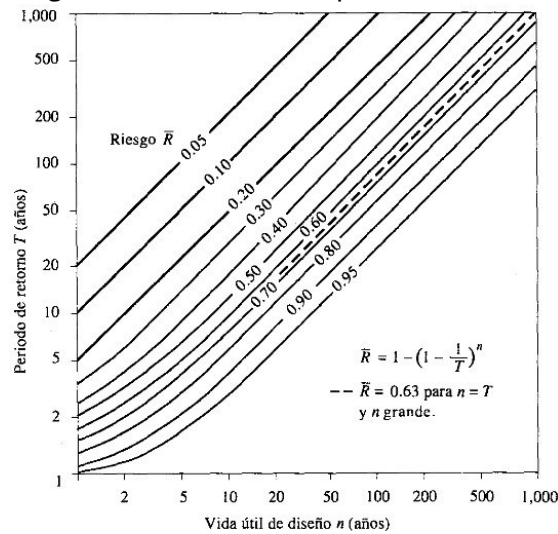
Dónde:

R representa la probabilidad de que un evento X h xT ocurra por lo menos una vez en n\_años de vida útil de la obra.

Esta relación se encuentra graficada en la Figura 3.1.

Para un riesgo hidrológico especificado R\_y una vida útil de diseño n\_de una estructura, la Figura 3.1. Puede utilizarse para calcular el tiempo de recurrencia Tr involucrado.

Figura 5.1. Riesgo en Función del Tiempo de Recurrencia y Vida Útil



Fuente: Hidrología Aplicada - VenTe Chow. Pag.433

En el cuadro 5.3. Se presenta el valor de Tr para varios riesgos permisibles R\_y para la vida útil n\_de la obra.

Cuadro 5.3. Períodos de Retorno (Tr) en Función del Riesgo Admisible R\_y Vida Útil de la Obra (n años)

Riesgo Admisible (R)	Vida Útil de la Obra (n años)														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	30	40	50
0.05	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.10	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.20	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.30	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.40	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.50	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.60	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.70	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.80	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.90	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
0.95	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2011), publicado y aprobado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), recomienda como mínimo, los siguientes valores de riesgo admisible para obras de drenaje, que se indica en el siguiente cuadro 5.4.

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) ( % )
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(\*\*) - Vida Útil considerado (n)

- Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (Pág. 25 -MTC, 2011).

#### 5.4. Análisis de Frecuencia

El procesamiento estadístico se realizará mediante las distribuciones de frecuencia más usuales, para obtener la distribución de mejor ajuste a los registros históricos, mediante la aplicación del software HidroEst V2.0.

A la información obtenida de los registros de SENAMHI correspondiente a esta variable, se le realizará el tratamiento estadístico, mediante la aplicación de los métodos probabilísticos que mejor se ajustan a valores extremos máximos, como son:

##### 5.4.1. Distribución Normal

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como Campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene amplia aplicación por ejemplo a los datos transformados que siguen la distribución normal.

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2s^2}}, -\infty < x < \infty \quad (3.9)$$

Los dos parámetros de la distribución son: la media  $\mu$  y desviación estándar  $s$  para los cuales  $\bar{x}$  (media) y  $s$  (desviación estándar) son derivados de los datos.

Estimación de parámetros

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (3.10)$$

Factor de frecuencia

Si se trabaja con los  $X$  sin transformar el KT se calcula como

$$K_T = \frac{X_T - \mu}{s} \quad (3.11)$$

este factor es el mismo de la variable normal estándar

$$K_T = F^{-1}\left(\frac{1}{n}\right) - \frac{1}{Tr_c} \quad (3.12)$$

#### 5.4.2. Distribución Log Normal de 2 Parámetros

Si los logaritmos  $Y$  de una variable aleatoria  $X$  se distribuyen normalmente se dice que  $X$  se distribuye normalmente.

Esta distribución es muy usada para el cálculo de valores extremos. Tiene la ventaja que  $X > 0$  y que la transformación log tiende a reducir la asimetría positiva ya que al sacar logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores.

Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media.

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{x s \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \bar{m})^2}{2s^2}} \quad x > 0 \quad \bar{m} > 0 \quad s > 0 \quad (3.13)$$

Donde:

$\bar{m}$  : media de los logaritmos de la población (parámetro escalar),  
estimado  $\bar{y}$

$s$  : desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado  $S_y$ .

Estimación de parámetros

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2} \quad (3.14)$$

Factor de frecuencia:

Si se trabaja con los  $X$  sin transformar el KT se calcula como

$$K_T = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) - \frac{\ln(1 + Cv^2)}{2}}{Cv} \quad (3.15)$$

KT es la variable normal estandarizada para el TR dado

$$Cv = \frac{s}{\bar{x}} \quad (3.16)$$

$Cv$  es el coeficiente de variación,  $\bar{x}$  media de los datos originales y  $s$  desviación estándar de los datos originales.

#### 5.4.3. Distribución de Gumbel

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{a} \exp\left\{-\frac{x-b}{a}\right\} - \exp\left\{-\frac{x-b}{a}\right\} \frac{1}{a} \quad (3.17)$$

Donde a y b son los parámetros de la distribución.

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx = \exp\left\{-\frac{x-b}{a}\right\} \quad (3.18)$$

Estimación de parámetros

$$a = \frac{\sqrt{6}}{p} s \quad b = \bar{x} - 0.5772a \quad (3.19)$$

Donde:  $\bar{x}$  y s son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra.

Factor de frecuencia

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{p} \left[ 0.5772 + \ln \left( \frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \quad (3.20)$$

Donde:  $T_r$  es el periodo de retorno.

#### 5.4.4. Distribución de Log Pearson 3

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson Tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson Tipo III. Esta distribución es ampliamente usada, para el análisis de frecuencia de caudales y precipitación máxima. Esta se trabaja igual que para la Pearson Tipo III pero con  $X_y$  y  $S_y$  como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X.

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{x|a|G(b)} \exp\left\{-\frac{\ln(x) - y_0}{a}\right\}^{b-1} \quad (3.21)$$

Donde:  $y_0 \approx y < \frac{1}{2}$  para  $a > 0$ ,  $\frac{1}{2} < y \approx y_0$  para  $\frac{1}{2} < 0$



a y b son los parámetros de escala y forma, respectivamente, y  $y_0$  es el parámetro de localización.

Estimación de parámetros

$$a = \frac{s_y}{b^2}, \quad b = \frac{\bar{y}^2}{\bar{y}^2 - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i^2}, \quad x_0 = \bar{x}_y - ab \quad \dots \quad (3.22)$$

$C_s$  es el coeficiente de asimetría,  $\bar{x}_y$  y  $s_y$  son la media y la desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

Factor de frecuencia

$$K_T = z + (z^2 - 1) \frac{C_s}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \frac{C_s^2}{6} - (z^2 - 1) \frac{C_s^3}{6} + z \frac{C_s^4}{6} + \frac{1}{3} \frac{C_s^5}{6} \dots \quad (3.23)$$

Donde: z es la variable normal estandarizada.

Este valor de  $K_T$  se encuentra tabulado de acuerdo al valor de  $C_s$  calculado con la muestra.

#### 5.4.5. Prueba de bondad de ajuste

Para saber que distribución teórica se ajustará mejor a los datos de intensidades calculadas, se aplicará la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov. Consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada  $F_0(X_m)$  y la estimada  $F(X_m)$ ,

$$D = \max |F_0(X_m) - F(X_m)| \quad \dots \quad (3.24)$$

con un valor crítico  $d_\alpha$  que depende del número de datos y del nivel de significación seleccionado.

Si  $D < d_\alpha$ , se acepta la hipótesis nula

Los valores del nivel de significación que se usan normalmente son del 10%, 5% y 1%.

El valor de  $\alpha$ , en la teoría estadística, es la probabilidad de rechazar la hipótesis nula

$H_0$ : La función de distribución de probabilidad es  $D(\cdot, \theta)$ , cuando en realidad es cierta, es decir de cometer un error tipo I.

La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_0(X_m) = 1 - \frac{m}{n+1} \quad \dots \quad (3.25)$$

Donde  $m$  es el número de orden del dato  $X_m$  en una lista de mayor a menor y  $n$  es el número total de datos.

### 5.5. Intensidades de Lluvia

Las estaciones de lluvia ubicadas en la zona, no cuentan con registros pluviográficos que permitan obtener las intensidades máximas. Para poder estimarlas se recurrió al principio conceptual, referente a que los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración aparecen, en el mayor de los casos, marginalmente dependientes de la localización geográfica, con base en el hecho de que estos eventos de lluvia están asociados con celdas atmosféricas las cuales tienen propiedades físicas similares en la mayor parte del mundo.

Existen varios modelos para estimar la intensidad a partir de la precipitación máxima en 24 horas. Uno de ellos es el modelo de Frederick Bell que permite calcular la lluvia máxima en función del período de retorno, la duración de la tormenta en minutos y la precipitación máxima de una hora de duración y periodo de retorno de 10 años. La expresión es la siguiente:

$$P_t^T = (0.21 \log_e T + 0.52) (0.54 t^{0.25} - 0.50) P_{60}^{10} \quad (3.26)$$

Donde:

$t$  = duración en minutos

$T$  = periodo de retorno en años

$P_t^T$  = precipitación caída en  $t$  minutos con periodo de retorno de  $T$  años

$P_{60}^{10}$  = precipitación caída en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años

El valor de  $P_{60}^{10}$ , puede ser calculado a partir del modelo de Yance Tueros, que estima la intensidad máxima horaria a partir de la precipitación máxima en 24 horas.

$$I = a P_{24}^b \quad (3.27)$$

$I$  = intensidad máxima en mm/h

$a, b$  = parámetros del modelo; 0.4602, 0.9721, respectivamente.

$P_{24}$  = precipitación máxima en 24 horas

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia, se han calculado indirectamente, mediante la siguiente relación:

$$I = \frac{K T^m}{t^n} \quad \text{... (3.28)}$$

Donde:

I = Intensidad máxima (mm/min)

K, m, n = factores característicos de la zona de estudio

T = período de retorno en años

t = duración de la precipitación equivalente al tiempo de concentración (min)

Los factores de K, m, n, se obtienen a partir de las intensidades máximas calculadas anteriormente, mediante regresión múltiple.

## 5.6. Máximas Avenidas

### 5.6.1. Tiempo de Concentración (Tc)

El tiempo de concentración (Tc) de una determinada cuenca hidrográfica es el tiempo necesario que demora una partícula en llegar desde el punto más lejano hasta la salida de la cuenca.

Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la cuenca contribuye a la salida. Como existe una relación inversa entre la duración de una tormenta y su intensidad, entonces se asume que la duración crítica es igual al tiempo de concentración T<sub>c</sub>.

El tiempo de concentración real depende de muchos factores, entre otros de la geometría de la planta de la cuenca, de su pendiente, del área, de las características del suelo, de la cobertura vegetal, etc.

Las fórmulas más comunes solo incluyen pendiente, longitud del cauce mayor desde la divisoria y área.

Por tratarse de cuencas con área pequeña, se opta por los siguientes modelos matemáticos, los mismos que se describen a continuación.

a. Fórmula de Tímez: Se utiliza la siguiente expresión:

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}} \quad \text{... (3.29)}$$

Donde:

T<sub>c</sub>: Tiempo de concentración (horas)

L: Longitud del cauce principal (Km.)

S: Pendiente (m/m)

b. Fórmula de Bransby - Williams: (en Pilgrim y Cordery, 1993, pág. 9-16).

Se utiliza la siguiente expresión:

$$T_c = \frac{0.2433 I L}{A^{0.1} S^{0.2}} \quad \text{... (3.30)}$$

Donde:

$T_c$ : Tiempo de concentración (horas)

$L$ : Longitud del cauce principal (Km)

$A$ : Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

$S$ : Pendiente (m/m)

#### 5.6.2. Determinación del Número de Curva (CN)

El número de curva CN, es un número hidrológico adimensional que varía en función a la capacidad de infiltración del suelo en base al tipo hidrológico de suelo y el tipo de cobertura vegetal. Generalmente las cuencas presentan una variedad de coberturas vegetales y tienen diferentes usos de suelo, por lo cual se determina el número de curva mediante un promedio ponderado de los CN de cada zona.

Es un parámetro adimensional, cuyos valores oscilan teóricamente entre 1 y 100.

¿ CN=1 significa una capacidad de retención máxima en la cuenca ( $Q=0$ )

¿ CN=100 significa una capacidad de retención nula ( $Q=P$ )

En la práctica, los valores más frecuentes están comprendidos entre 40 y 80. El número de curva depende de:

¿ Tipo de suelo (según su capacidad de infiltración)

¿ Tipo de cubierta vegetal y uso del suelo

¿ Tratamiento del suelo (condiciones de infiltración)

¿ Estado de humedad precedente

Es un método relativamente sencillo, cuyo uso se ha estandarizado en todas las regiones de Estados Unidos y en numerosos países.

Se incluye en la mayoría de los modelos hidrológicos comerciales (paquetes informáticos) de mayor utilización en el campo de la Hidrología aplicada a la ingeniería.

¿ Tiene en cuenta las variables que tienen mayor influencia en la generación de escorrentías y dispone de una amplia bibliografía de carácter empírico.

¿ No tiene en cuenta la intensidad de la lluvia, utilizando exclusivamente el dato de altura  $P$  (mm).

¿ En sus resultados, tiende a sobreestimar el volumen de escorrentía, al ser muy sensible al parámetro número de curva.

¿ Las tablas empíricas para asignar el número de curva a cada situación, no han sido suficientemente contrastadas fuera de Estados Unidos, en regiones (ej. Europa) donde la historia de uso del suelo, de mucha mayor antigüedad, puede tener una gran influencia sobre la formación de escorrentía.

Figura 5.2. Valores del Número de Curva

TABLE 5-2(a) RUNOFF CURVE NUMBERS FOR URBAN AREAS <sup>1</sup> [22]					
Cover Description		Curve Numbers for Hydrologic Soil Group:			
Cover Type and Hydrologic Condition	Average Percent Impervious Area <sup>2</sup>	A	B	C	D
<i>Fully developed urban areas (vegetation established)</i>					
Open space (lawns, parks, golf courses, cemeteries, etc.) <sup>3</sup> :					
Poor condition (grass cover less than 50%)		68	79	86	89
Fair condition (grass cover 50 to 75%)		49	69	79	84
Good condition (grass cover greater than 75%)		39	61	74	80
Impervious areas:					
Paved parking lots, roofs, driveways, etc. (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Streets and roads:					
Paved; curbs and storm sewers (excluding right-of-way)		98	98	98	98
Paved; open ditches (including right-of-way)		83	89	92	93
Gravel (including right-of-way)		76	85	89	91
Dirt (including right-of-way)		72	82	87	89
Western desert urban areas:					
Natural desert landscaping (pervious areas only) <sup>4</sup>		63	77	85	88
Artificial desert landscaping (impervious weed barrier, desert shrub with 1- to 2-in. sand or gravel mulch and basin borders)		96	96	96	96
Urban districts:					
Commercial and business	85	89	92	94	95
Industrial	72	81	88	91	93
Residential districts by average lot size:					
$\frac{1}{8}$ ac. or less (town houses)	65	77	85	90	92
$\frac{1}{4}$ ac.	38	61	75	83	87
$\frac{1}{3}$ ac.	30	57	72	81	86
$\frac{1}{2}$ ac.	25	54	70	80	85
1 ac.	20	51	68	79	84
2 ac.	12	46	65	77	82
<i>Developing urban areas</i>					
Newly graded areas (pervious areas only, no vegetation) <sup>5</sup>		77	86	91	94
Idle lands (curve numbers (CNs) are determined using cover types similar to those in Table 5-2(c)).					

Fuente. V. M. Ponce (1989).

Figura 5.3. Escorrentía en función de la Precipitación y Número de Curva

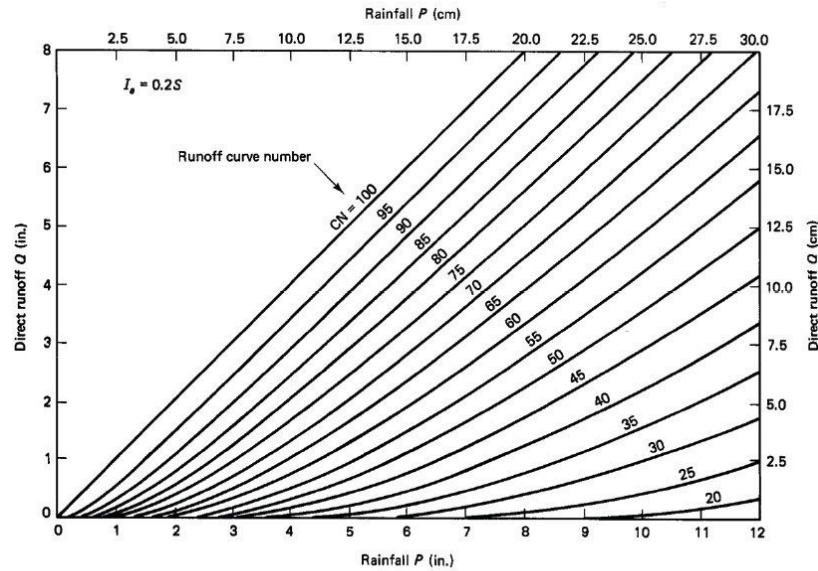


Figure 5-2 Direct runoff as a function of rainfall and runoff curve number [21].

Soil Group	Characteristics
A	Low overland-flow potential; high minimum infiltration capacity even when thoroughly wetted ( $>0.30 \text{ in. h}^{-1} = 0.76 \text{ cm h}^{-1}$ ). Deep, well- to excessively drained sands and gravels.
B	Moderate minimum infiltration capacity when thoroughly wetted ( $0.15 \text{ to } 0.30 \text{ in. h}^{-1} = 0.38 \text{ to } 0.76 \text{ cm h}^{-1}$ ). Moderately deep to deep, moderately to well-drained, moderately fine- to moderately coarse-grained (e.g., sandy loam).
C	Low minimum infiltration capacity when thoroughly wetted ( $0.05 \text{ to } 0.15 \text{ in. h}^{-1} = 0.13 \text{ to } 0.38 \text{ cm h}^{-1}$ ). Moderately fine- to fine-grained soils or soils with an impeding layer (fragipan).
D	High overland-flow potential; very low minimum infiltration capacity when thoroughly wetted ( $<0.05 \text{ in. h}^{-1} = 0.13 \text{ cm h}^{-1}$ ). Clay soils with high swelling potential, soils with permanent high-water table, soils with a clay layer near the surface, shallow soils over impervious bedrock.

\*Minimum infiltration capacities given should approximate saturated hydraulic conductivities. (See Section 6.6.2.)

Fuente. V. M. Ponce (1989).

El método del número de curva reconoce tres estados de humedad precedentes, normal (II), muy seco (I) y muy húmedo (III), según la lluvia caída en los días anteriores, tal como se presenta en el cuadro 5.5:

### Cuadro 5.5. Estados de Humedad

**TABLE 5-1 SEASONAL RAINFALL LIMITS FOR THREE LEVELS OF ANTECEDENT MOISTURE CONDITION (AMC) [21]**

AMC	Total 5-d Antecedent Rainfall (cm)	
	Dormant Season	Growing Season
I	Less than 1.3	Less than 3.6
II	1.3 to 2.8	3.6 to 5.3
III	More than 2.8	More than 5.3

**Note:** This table was developed using data from the midwestern United States. Therefore, caution is recommended when using the values supplied in this table for AMC determinations in other geographic or climatic regions.

Fuente: Ponce, Victor, 1989, Engineering Hydrology, principles and practices, San Diego, USA.

#### 5.6.3. Estimación de Caudales de Diseño, Modelo Precipitación-Escorrentía

Para calcular los caudales se utiliza el método de precipitación - escorrentía puesto que en la zona de proyecto no existe datos de caudales. Se utilizará el Método del Hidrograma Triangular, que es el hidrograma de escorrentía directa en un intervalo de tiempo y que se genera uniformemente en el área de la cuenca.

##### Método Hidrograma Triangular

Considerando que la cuenca en estudio presenta un área superior a 5.0 Km<sup>2</sup>, se estimará en base a los registros de precipitación máxima en 24 horas y características físicas de la cuenca, mediante la aplicación del presente método.

A continuación, se presenta la formulación del método propuesto:

Mockus<sup>1</sup> desarrolló un hidrograma unitario sintético de forma triangular.

De la geometría del hidrograma unitario, se escribe el gasto pico como:

$$q_p = \frac{0.555 I A}{t_b} \quad \text{... (3.31)}$$

Donde:

A: Área de la cuenca (Km<sup>2</sup>)

t<sub>b</sub>: Tiempo base en horas

q<sub>p</sub>: Descarga pico en m<sup>3</sup>/s/mm

<sup>1</sup> Mockus, Victor. Use of storm and watershed characteristics in syntetic unit hidrograph analysis and aplication. US. Soil Conservation Service, 1957.

Del análisis de varios hidrogramas, Mockus concluye que el tiempo base  $t_b$  y el tiempo de pico  $t_p$  se relacionan mediante la expresión:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (\text{hr}) \quad \text{... (3.32)}$$

A su vez, el tiempo de pico se expresa como:

$$t_p = \frac{d_e}{2} + t_r \quad (\text{hr}) \quad \text{... (3.33)}$$

Donde:

$t_b$ : Tiempo base (hr)

$t_p$ : Tiempo pico (hr)

$d_e$ : Duración en exceso (hr)

$t_r$ : Tiempo de retraso (hr), se estima mediante el tiempo de concentración  $t_c$ , de la forma:

$$t_r = 0.6 t_c \quad \text{... (3.34)}$$

Donde:

$t_r$ : Tiempo de retraso (hr)

$t_c$ : Tiempo de concentración (hr)

Sin embargo, para cuencas de más de 5 Km<sup>2</sup> de área el tiempo pico se calcula como:

$$t_p = \sqrt{t_c} + t_r \quad \text{... (3.35)}$$

Donde:

$t_p$ : es la duración en exceso (hr)

$t_r$ : tiempo de retraso (hr), el cual se estima mediante el tiempo de concentración  $t_c$  como:

$$t_r = 0.6 t_c \quad \text{... (3.36)}$$

O bien con la ecuación desarrollada por Ven Te Chow, como:

$$t_r = 0.005 \frac{L^{0.64}}{\sqrt{S}} \quad \text{... (3.37)}$$

Donde:

$t_r$ : tiempo de retraso en horas

$L$ : longitud del cauce principal en metros



S: pendiente en % y

El tiempo de concentración  $t_c$ , será obtenido de la media de métodos de Tímez y Bransby Williams anteriormente definidos.

Además, la duración en exceso con la que se tiene mayor gasto de pico, a falta de mejores datos, se puede calcular aproximadamente para cuencas grandes, como:

$$d_e = 2\sqrt{t_c} \quad \text{ó} \quad \dots \quad (3.38)$$

o bien, para cuencas pequeñas, como:

$$d_e = t_c$$

Donde:

$d_e$ : duración en exceso (hr)

$t_c$ : tiempo de concentración (hr)

El caudal máximo se determina tomando en cuenta la precipitación efectiva  $P_e$ .

$$Q_{\max} = q_p I P_e \quad \text{ó} \quad \dots \quad (3.39)$$

$P_e$  puede ser calculada tomando en cuenta los números de escurrimiento propuesto por el U.S. Soil Conservation Service.

$$P_e = \frac{\bar{u}_p - \frac{5080}{N} + 50.8}{P + \frac{20320}{N} - 203.2} \quad \text{ó} \quad \dots \quad (3.40)$$

Donde:

N es el número de escurrimiento,  $P_e$  y P están en mm.

### 5.7. Coeficiente de Rugosidad de Manning

Para el cálculo de los coeficientes de rugosidad en la zona de ríos, quebradas y en las llanuras de inundación de ambas márgenes, se procedió siguiendo la metodología propuesta en la publicación titulada 'Guía para seleccionar los coeficientes de rugosidad de Manning en ríos y llanuras de inundación' del Geological Survey (1989).

Esta publicación ha sido asumida por numerosos organismos públicos americanos y se basa en la metodología desarrollada en el libro de Ven Te Chow de 'Hidráulica de los canales abiertos', siguiendo el método de Cowan.

Según lo indicado en los párrafos anteriores, en este estudio se determinó el coeficiente de rugosidad de Manning, que es uno de los más importantes factores hidráulicos en el cálculo de perfiles de flujos de ríos y quebradas a partir del método Cowan porque se ajusta muy bien al tipo de datos disponible producto de la evaluación de campo.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m \dots (3.41)$$

Donde:

$n_0$  = Valor de  $n$  para un canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea.

$n_1$  = Valor agregado a  $n_0$  para corregir el efecto de irregularidades de superficie.

$n_2$  = Valor para las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del cauce.

$n_3$  = Valor que toma en cuenta las obstrucciones, troncos, ramas, árboles, etc.

$n_4$  = Valor que toma en cuenta la vegetación y las condiciones de flujo.

$m$  = Valor de corrección por curvas.

Cuadro 5.6. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning por el método de Cowan

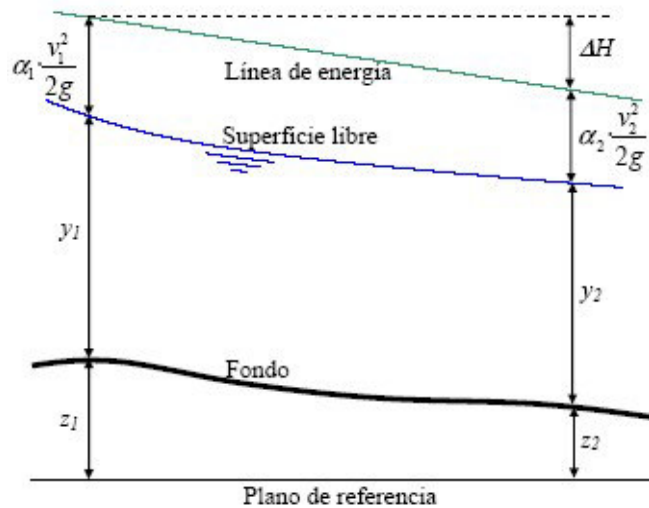
Categoría de Obstrucción		Coeficiente de Rugosidad (n)	
Canales rectos, uniformes, prismáticos y con rugosidad homogénea	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea	I <sub>0</sub>	0.012
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.015
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.018
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.020
Canales rectos, uniformes, prismáticos y con rugosidad homogénea	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea	I <sub>1</sub>	0.022
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.025
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.028
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.030
Canales rectos, uniformes, prismáticos y con rugosidad homogénea	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea	I <sub>2</sub>	0.032
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.035
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.038
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.040
Canales rectos, uniformes, prismáticos y con rugosidad homogénea	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea	I <sub>3</sub>	0.042
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.045
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.048
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.050
Canales rectos, uniformes, prismáticos y con rugosidad homogénea	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea	I <sub>4</sub>	0.052
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.055
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.058
	Canal recto, uniforme, prismático y con rugosidad homogénea		0.060



la energía en dos secciones consecutivas mediante un procedimiento cíclico de aproximaciones sucesivas. Para ellos se emplea el modelo computacional HEC-RAS V4.1 (River Analysis System; USACE). El modelo HEC-RAS realiza los cálculos de niveles de agua utilizando la ecuación de la energía.

$$Z_1 + \frac{P_1}{g} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{g} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + DH \quad \text{... (3.42)}$$

Figura 5.4. Balance de energía.



Fuente: Hidráulica de Canales-Ven Te Chow- New York 1959

Donde:

$Z_n + P_n / g$ (m)	Nivel de la superficie libre de agua en los extremos del tramo.
$V_n$ (m)	Velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo.
$\alpha_1, \alpha_2$	Coeeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.
$g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$	Aceleración por gravedad.
$DH$ (m)	Total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud $L$ .

Para la aplicación del modelo matemático se ha empleado el Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos HEC - RAS versión 4.1.

Este software realiza cálculos hidráulicos de cursos naturales o artificiales en una dirección (unidimensional) y cuenta además con los procedimientos de cálculo para simular los efectos debidos a estructuras hidráulicas. Puede manejar una red completa de canales, una localización singular en un río y es capaz de modelar perfiles en régimen subcrítico, supercrítico o mixto.

### 5.9. Ancho Estable del Cauce y Luz Hidráulica de Puente

Se puede mencionar que bajo condiciones normales, todos los ríos alcanzan cierto grado de equilibrio y estabilidad. Sin embargo ello puede modificarse bruscamente debido al comportamiento freático y construcción de obras en el cauce como presas y puentes con reducida capacidad hidráulica.

Para obtener las características geométricas de un cauce estable, existen varios métodos: El método por Altunin para cauces con material grueso, el de Maza-Cruikshank para cauces arenosos y el de Bloench para cauces con material cohesivo.

Método de Altunin:

$$B = (Q^{1/2} / S^{1/5}) (nK^{5/3})^{3/(3+5m)}$$

Q: Caudal de diseño

S: Pendiente del tramo del río

n: Coeficiente de rugosidad

K: Tipo de material

m: Coeficiente de cauce

### 5.10. Gálibo Libre del Puente

Se define como el altura libre entre el nivel máximo del flujo y el nivel inferior del tablero del puente, el cual permite dejar pasar las fluctuaciones de la corriente, efectos de remanso, transporte de materiales flotantes como ramas, palizadas, troncos y otros materiales flotantes.

En tal sentido el diseño hidráulico del puente no solo debe tener la capacidad para dar paso al flujo líquido y sólido, sino también a los materiales flotantes.

Para el presente caso, el gálibo libre quedará definida por la recomendación del Manual de Hidrología e Hidráulica-MTC, el cual corresponde 2.0m.

#### 5.11. Estimación de la Profundidad de Socavación

La hidráulica fluvial tiene un carácter empírico, por lo que no hay métodos únicos ni precisos para determinar el comportamiento de un río ni su respuesta ante intervenciones antrópicas, ya que mucho depende de la forma en que se entienda el comportamiento de un río y visualice su interacción con el entorno.

Las ecuaciones fueron deducidas en su mayoría de modelación física en laboratorio con muy poca verificación en el campo y por lo tanto, no se tiene certeza sobre su representatividad al usarlas.

El caudal máximo de diseño se presenta en tiempos muy cortos y seguramente menores a los necesarios para que se alcancen las profundidades máximas de socavación calculadas.

Para algunos métodos, no se sabe con certeza si deben usarse valores medios o puntuales de parámetros como velocidad y profundidad del agua.

Los parámetros de entrada se obtienen puntualmente y corresponde a valores representativos en el momento en que se hacen las mediciones de campo, pero no representan las variaciones que puedan ocurrir en un río a lo largo del tiempo.

Los métodos no tienen en cuenta el tiempo de duración de la avenida y el tiempo necesario para degradar el suelo, el cual es mayor en los suelos cohesivos y los resultados de la profundidad de socavación difieren bastante de un autor a otro.

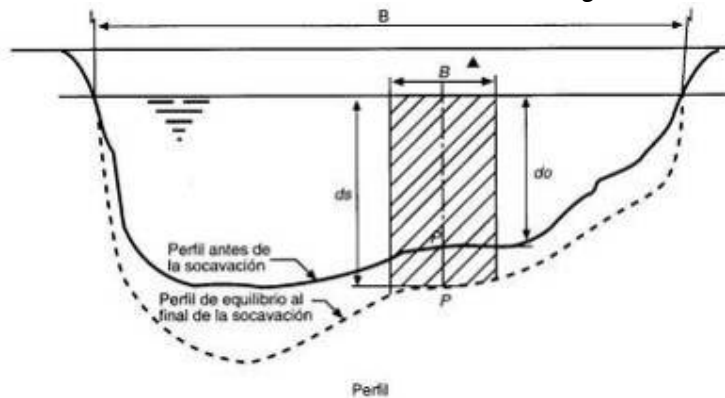
Los métodos existentes para calcular frecuentemente predicen un valor conservador con el objetivo de incorporar algún grado de seguridad en el diseño de un puente por construir, o en la evaluación de un puente ya construido. Sin embargo, este factor de seguridad es desconocido y desde que haya incertidumbre siempre hay un factor de riesgo asociado con un diseño.

La profundidad de socavación es una variable estocástica puesto que depende de variables hidráulicas como caudal, profundidad de flujo, y velocidad que también lo son, ya que tiene asociada a ellas una

distribución probabilística. Sin embargo, la gran mayoría de las ecuaciones para estimar la profundidad de socavación se basan en un enfoque determinístico en que todos los parámetros involucrados se asumen conocidos con certeza.

Las ecuaciones dan un orden de magnitud para que mediante el análisis de todas las variables involucradas en el fenómeno, pueda decidirse sobre las profundidades de cimentación del puente.

Figura 5.5. Variación de la sección ante socavación general en el cauce.



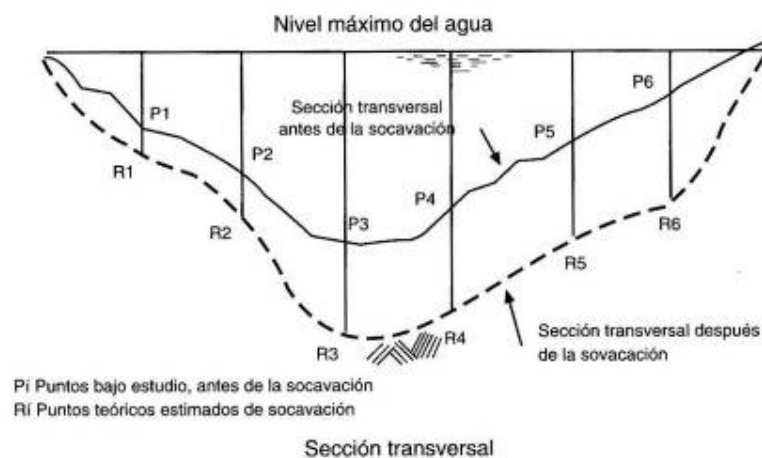
Fuente: Protección y control de cauces.-CNA-IMTA, México 2000

Dónde:

$d_o$ ,  $P$  = profundidad de agua desde el NAME hasta el fondo del cauce.

$d_s$ ,  $R$  = profundidad de socavación desde el NAME

Figura 5.6. Socavación producida en una sección típica.



Fuente: Protección y control de cauces.-CNA-IMTA, México 2000

### MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV

Este método considera la velocidad erosiva, que es la velocidad media calculada capaz de degradar el fondo del río y se expresa, para suelos no cohesivos como:

La socavación general será estimada en base al método propuesto por Lischtván-Lebediev, tanto en suelos cohesivos y suelos no cohesivos. Este método se basa en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se requiere para erosionar el material del lecho del cauce para un diámetro y peso específico conocido, aplicable para cualquier material del subsuelo.

El valor calculado es el descenso del fondo del cauce durante una avenida como consecuencia de la mayor capacidad de arrastre del sedimento.

La condición de equilibrio es  $U_e = U_r$ ; en la cual la velocidad media de la corriente para erosionar al material de fondo (inicio del arrastre) será igual a la velocidad media real de la corriente.

$$U_r = \frac{a d_o^{5/3}}{d_s} \quad \text{... (3.43)}$$

Donde:

$d_o$  = Profundidad inicial de la sección entre el nivel del agua durante la avenida y el nivel del fondo del lecho durante el estiaje, en m.

$d_s$  = Profundidad después de producirse la socavación del fondo, se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.

$$a = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e m} \quad \text{... (3.44)}$$

$a$  = Coeficiente que se deduce a partir de los datos, mediante la expresión:

Donde:

$Q_d$  = Caudal ( $m^3/s$ )

$B_e$  = Ancho efectivo de la sección en metros, descontando obstáculos.

$d_m$  = Tirante medio de la sección, en m.



$m$  = Coeficiente que toma en cuenta el efecto de contracción producido por los pilares, depende de la velocidad media de la sección y la longitud libre entre pilares, se encuentra en la siguiente tabla.

Cuadro 5.8.- Valores del Coeficiente de Contracción

COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN - $m$													
VELOCIDAD MEDIA (m/s)	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO) (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
mayor o igual a > 4	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

La velocidad mínima para arrastrar el material del fondo depende de la naturaleza del lecho del río:

Para suelos no cohesivos se tiene:

$$U_e = 0.68 D_m^{0.28} b d_{50} \dots\dots (3.45)$$

Donde:

$b$  = Coeficiente que toma en cuenta el período de retorno con que se presenta el caudal de diseño se encuentra en la siguiente tabla.

Cuadro 5.9.- Valores del Coeficiente de  $b$

Valores del Coeficiente $b$		
$b = 0.8416 + 0.03342 \ln(T)$		
$15 \leq T \leq 1500$		
Período de Retorno (Años)	Probabilidad de Retorno (%)	Coeficiente $b$
1	0.00	0.77
2	50.00	0.82
5	20.00	0.86
10	10.00	0.90
20	5.00	0.94
50	2.00	0.97
100	1.00	1.00
300	0.33	1.03
500	0.20	1.05
1,000	0.10	1.07

X = exponente variable que tiene diferente valor en cada una de las fórmulas.

$\gamma_s$  = peso volumétrico en ton/m<sup>3</sup>.

La socavación para suelos granulares es la siguiente

$$d_s = \frac{a}{b} \frac{d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \gamma_s^{1/3}} \frac{1}{(1+x)} \quad \text{... (3.46)}$$

La socavación para suelos no granulares (cohesivos) es la siguiente:

$$d_s = \frac{a}{b} \frac{a d_o^{5/3}}{0.60 \gamma_s^{1.18} b^{1/3}} \frac{1}{(1+x)} \quad \text{... (3.47)}$$

Donde:

$d_s$  = Profundidad después de producirse la socavación del fondo. Se mide desde el nivel del agua durante la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.

$d_o$  = Profundidad inicial de la sección entre el nivel del agua durante la avenida y el nivel del fondo del lecho durante el estiaje, en m.

$\gamma_s$  = peso específico en ton/m<sup>3</sup>.

Cuadro 5.10.- Valores de x y  $1/(1+x)$  para suelos cohesivos y no cohesivos

SELECCIÓN DE x EN SUELOS COHESIVOS (Tn/m <sup>3</sup> ) o SUELOS NO COHESIVOS (mm)					
Suelos Cohesivos (1)			Suelos No Cohesivos (2)		
Peso específico Tn/m <sup>3</sup>	x	1/(x + 1)	D (mm)	x	1/(x + 1)
0.80	0.52	0.66	0.05	0.43	0.70
0.83	0.51	0.66	0.15	0.42	0.70
0.86	0.50	0.67	0.50	0.41	0.71
0.88	0.49	0.67	1.00	0.40	0.71
0.90	0.48	0.68	1.50	0.39	0.72
0.93	0.47	0.68	2.50	0.38	0.72
0.96	0.46	0.68	4.00	0.37	0.73
0.98	0.45	0.69	6.00	0.36	0.74
1.00	0.44	0.69	8.00	0.35	0.74
1.04	0.43	0.70	10.00	0.34	0.75
1.08	0.42	0.70	15.00	0.33	0.75
1.12	0.41	0.71	20.00	0.32	0.76
1.16	0.40	0.71	25.00	0.31	0.76
1.20	0.39	0.72	40.00	0.30	0.77
1.24	0.38	0.72	60.00	0.29	0.78
1.28	0.37	0.73	90.00	0.28	0.78
1.34	0.36	0.74	140.00	0.27	0.79
1.40	0.35	0.74	190.00	0.26	0.79
1.46	0.34	0.75	250.00	0.25	0.80
1.52	0.33	0.75	310.00	0.24	0.81
1.58	0.32	0.76	370.00	0.23	0.81
1.64	0.31	0.76	450.00	0.22	0.82
1.71	0.30	0.77	570.00	0.21	0.83
1.80	0.29	0.78	750.00	0.20	0.83
1.89	0.28	0.78	1,000.00	0.19	0.84
2.00	0.27	0.79			

## 5.12. Diseño del Enrocado de Protección.

Para el presente trabajo se considerará obra de protección tipo enrocado, el cual se definirá en planta, según las condiciones topográficas del sector teniendo en cuenta las condiciones hidrodinámicas del río, a fin de no alterar las condiciones naturales del río.

Asimismo el diseño a nivel de perfil, se debe tener en cuenta la profundidad de socavación, a fin de que la zona de protección se proyecte por debajo del fondo de cauce y no producir ninguna obstrucción del cauce.

### 5.12.1. Espesor y Altura del Enrocado

De acuerdo a las referencias bibliográficas, Maza Sánchez, Ingeniero de Ríos-Cap.14 Estabilización y Rectificación de Ríos, recomienda que el talud exterior del enrocado debe ser 2H:1V, dado que se consigue mayor estabilidad. Por otro lado el espesor debe ser como mínimo 1.8 veces el diámetro medio del enrocado.

### 5.12.2. Diseño de la zona de protección

Para diseñar la zona de protección al pie del enrocado, está definida por la cantidad de roca que debe colocarse y está expresada por la siguiente formulación matemática:

$$Rq = ds(\sin \alpha)^{-1}(T) \quad (1.5)$$

Donde:

Rq: Cantidad de enrocado requerido (m<sup>2</sup>)

ds: Socavación total (m)

$\alpha$ : Ángulo del banco con la horizontal

T: Espesor de la capa de enrocado (m)

### 5.12.3. Granulometría del Enrocado.

A continuación se pasa a determinar la granulometría del enrocado, para lo cual el presente estudio ha considerado la metodología de U. S. Department of Transportation, recomendada en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC (pag.163).

Método del U. S. Department of Transportation

El siguiente método presenta las siguientes relaciones para el cálculo del diámetro medio de las rocas:

$$d_{50} = \frac{0.001V^3}{y^{0.5}K_1^{1.5}} \quad \text{en sistema inglés} \quad (3.48)$$

$$K_1 = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot \frac{\sin^2 q}{\sin^2 f} \cdot \frac{1}{C} \quad (3.49)$$

$$C = C_{sg} C_{sf} \quad (3.50)$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}} \quad (3.51)$$

$$C_{sf} = \frac{FS^{1.5}}{1.2} \quad (3.52)$$

$$d_{50} = C d_{50}^I \quad (3.53)$$

Donde:

$d_{50}$  = Diámetro medio de la roca

$V$  = Velocidad media del flujo

$y$  = Profundidad de flujo

$K_1$  = Factor de corrección

$q$  = Angulo de inclinación del talud

$f$  = Angulo de reposo del material del enrocado

$C$  = Factor de corrección

$\gamma_s$  = Peso específico del material del enrocado

$FS$  = Factor de seguridad

Cuadro 5.11. Selección del factor de seguridad

CONDICIÓN	RANGO DEL FS
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos (radio de la curva/ancho del cauce > 30). Mínima influencia de impacto de sedimentos y material flotante.	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada (10 < radio de la curva/ancho del cauce < 30). Moderada de impacto de sedimentos y material flotante.	1.3 – 1.6
Flujo rápidamente variado, curvas cerradas (radio de la curva/ancho del cauce < 10), flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes. Efecto significativo de impacto de sedimentos y material flotante.	1.6 – 2.0

HEC11. Federal Highway of Administration 1989

Finalmente la granulometría se define por el siguiente cuadro:

Cuadro 5.12. Límites de Graduación del Enrocado

Rango del tamaño de roca (pies)	Rango de peso de la roca (libras)	Porcentaje de graduación Menor que
1.5 D <sub>50</sub> a 1.7 D <sub>50</sub>	3.0 W <sub>50</sub> a 5.0 W <sub>50</sub>	100
1.2 D <sub>50</sub> a 1.4 D <sub>50</sub>	2.0 W <sub>50</sub> a 2.75 W <sub>50</sub>	85
1.0 D <sub>50</sub> a 1.15 D <sub>50</sub>	1.0 W <sub>50</sub> a 1.5 W <sub>50</sub>	50
0.4 D <sub>50</sub> a 0.6 D <sub>50</sub>	0.1 W <sub>50</sub> a 0.2 W <sub>50</sub>	15

HEC11. Federal Highway of Administration 1989

## 6. MATERIALES Y METODOLOGÍA

### 6.1. Ubicación

#### 6.1.1. Ubicación Política

La zona de proyecto, se encuentra ubicado en la Región de Puno, Provincia de El Collao, Distritos de Conduriri; específicamente en el Centro Poblado de Chilligua.

#### 6.1.2. Ubicación Geográfica

Geográficamente el proyecto se encuentra ubicado en la sierra sur del país. Exactamente en la progresiva Km 46+920 de la carretera Checca-Mazocruz, el cual pertenece a la Red Vial Nacional - Ruta PE 38 A.

Cuadro 6.1. Ubicación Geográfica

Km	Latitud	Longitud	Altitud
46+920	16°31'43.48"S	69°39'46.46"O	4745 msnm

Fuente: Elaboración propia

### 6.2. Información Cartográfica

El tramo de carretera y las cuencas involucradas se encuentran en el ámbito de las cartas nacionales pertenecientes al Instituto Geográfico Nacional (IGN) siguientes:

Cuadro 6.2. Ubicación Geográfica

NOMBRE	CODIGO	ESCALA
MZOCRUZ	34-X	1/100 000
MAURE	35-X	1/100 000

Fuente: Elaboración propia

### 6.3. Información Pluviométrica

En el río Quezámichi no existen estaciones de aforo que permitan estimar directamente los caudales, estos serán calculados en base a la información de lluvias máximas registradas en las estaciones ubicadas en el ámbito de la zona de estudio.

Se analizará la información de lluvias máximas diarias registradas en la estación Chilligua.

Cuadro 6.3 Datos de Precipitación

ESTACIÓN CHILLIGUA

SENAMHI

PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)													
LAT	16°32'0"S"										DPTO: PUNO		
LONG	69°40'0"W"										PROV: EL COLLAO		
ALTITUD	4164 msnm										DIST: CONDURIRI		
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX
1964	20.20	14.00	29.60	6.40	5.40	0.00	0.00	2.20	5.20	11.00	20.30	23.00	29.60
1965	14.30	9.40	21.00	8.10	1.20	5.20	2.80	2.30	7.20	4.00	4.50	24.40	24.40
1966	10.30	10.30	28.00	9.80	18.10	0.00	0.00	0.00	0.80	5.40	15.00	14.00	28.00
1967	13.40	30.30	20.40	7.00	2.80	0.00	2.10	0.00	5.90	19.40	4.70	13.00	30.30
1968	10.00	11.10	11.30	6.70	8.20	0.00	0.00	0.00	1.80	7.20	8.40	7.90	11.30
1969	7.80	10.70	3.10	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	3.60	4.00	11.40	8.70	11.40
1970	12.20	11.90	14.00	6.00	4.00	0.00	0.00	0.00	2.40	7.10	3.90	15.70	15.70
1971	21.00	16.30	16.50	6.10	2.60	1.40	0.00	0.00	0.00	2.40	7.30	11.20	21.00
1972	19.80	19.20	15.70	1.80	0.00	0.00	1.60	0.00	4.70	7.50	11.20	9.30	19.80
1973	18.50	13.60	19.00	10.90	10.40	0.00	1.60	4.00	6.00	0.00	3.10	8.60	19.00
1974	24.50	21.20	15.30	5.20	0.00	0.00	0.00	13.60	0.00	0.00	0.00	9.00	24.50
1975	13.30	21.40	23.00	0.00	7.40	0.00	0.00	0.00	0.80	3.00	11.30	21.60	23.00
1976	30.50	22.80	13.70	5.50	2.00	0.00	6.50	9.10	5.50	0.00	1.80	14.00	30.50
1977	17.40	32.10	22.60	5.90	6.80	0.00	0.00	0.00	5.90	13.00	17.50	14.10	32.10
1978	19.00	19.00	12.40	19.40	0.00	0.00	9.40	3.90	3.70	2.90	10.70	10.50	19.40
1979	17.20	10.70	9.70	5.00	0.00	0.00	9.30	3.00	0.00	6.90	0.70	9.50	17.20
1980	10.10	14.20	18.20	0.00	0.00	0.00	0.00	2.00	12.20	20.80	5.90	11.40	20.80
1981	17.10	22.20	14.40	13.00	0.00	0.00	0.00	8.00	6.10	7.20	7.10	13.80	22.20
1982	16.50	15.20	17.10	7.80	3.80	1.80	0.00	0.00	11.50	15.00	13.30	9.50	17.10
1983	9.40	7.60	2.40	4.00	0.00	1.60	0.00	2.90	3.90	0.00	8.40	16.70	16.70
1984	30.90	31.20	20.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.60	20.80	24.70	31.20
1985	16.90	25.20	13.80	11.90	5.60	9.50	0.00	8.10	8.20	6.40	17.10	14.70	25.20
1986	20.20	17.00	21.20	10.00	5.00	0.00	4.20	4.10	1.70	2.10	13.20	17.30	21.20
1987	18.70	11.50	11.30	8.00	0.00	3.50	9.20	0.00	9.30	10.30	9.50	9.80	18.70

### Cuadro 6.3 Datos de Precipitación

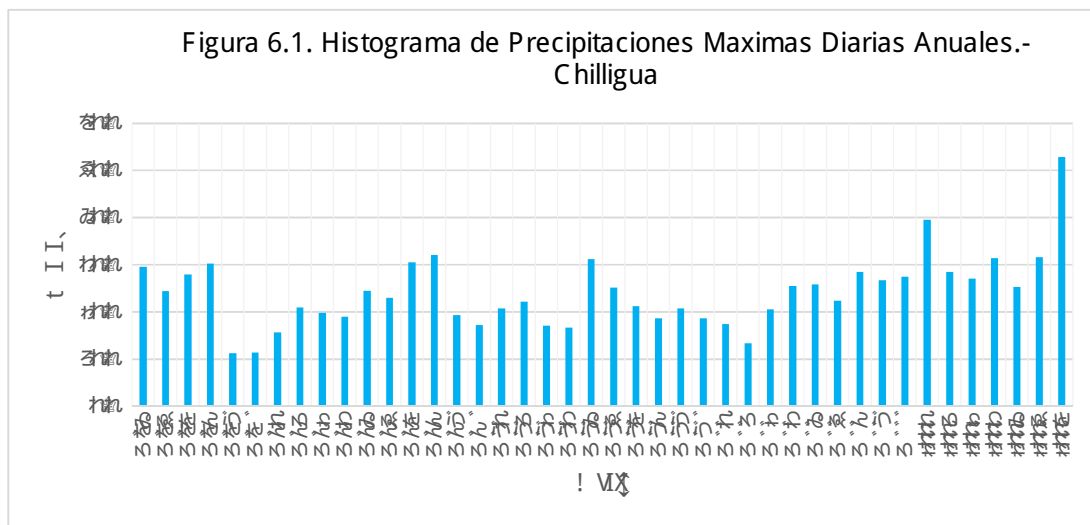
ESTACIÓN CHILLIGUA

SENAMHI

#### PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (mm)

LAT	16°32'00"S "									DPTO:	PUNO			
LONG	69°40'00"W"									PROV:	EL COLLAO			
ALTITUD	4164 msnm									DIST:	CONDURIRI			
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAX	
1988	20.80	10.00	16.90	13.00	5.00	0.00	0.00	0.00	10.40	0.00	3.10	16.70	20.80	
1989	11.10	10.90	18.70	9.60	7.80	3.90	4.50	3.10	4.10	2.80	9.20	6.20	18.70	
1990	16.40	8.60	9.30	10.40	7.80	11.50	0.00	7.90	2.40	12.00	17.50	17.30	17.50	
1991	12.50	11.20	13.40	11.70	S/D	S/D	3.10	1.30	4.50	9.90	8.70	12.20	13.40	
1992	13.60	14.40	6.00	13.00	1.60	3.80	2.80	20.60	0.80	15.10	11.60	14.80	20.60	
1993	11.10	21.00	15.80	13.20	4.50	1.40	0.00	25.50	11.70	19.10	16.80	15.00	25.50	
1994	23.70	25.90	20.10	12.00	13.00	0.90	3.10	0.90	1.70	9.90	13.70	16.70	25.90	
1995	22.40	17.60	18.00	4.10	3.10	2.20	0.00	1.90	6.20	14.40	7.20	22.20	22.40	
1997	28.50	15.10	12.40	7.50	0.00	0.00	0.00	15.80	21.60	8.70	19.00	13.50	28.50	
1998	18.00	26.70	15.30	6.50	0.00	19.90	0.00	0.60	1.30	7.70	15.70	8.50	26.70	
1999	18.30	19.60	27.50	26.50	6.20	1.80	0.00	0.00	3.10	24.70	8.80	17.00	27.50	
2000	39.50	23.20	11.30	5.20	3.20	2.00	0.00	5.50	2.80	14.40	3.30	13.80	39.50	
2001	24.40	28.50	23.40	12.20	1.80	0.00	4.90	7.50	2.00	28.20	11.20	5.90	28.50	
2002	19.50	27.10	17.00	20.10	7.20	6.30	8.10	4.90	3.40	10.20	18.30	15.00	27.10	
2003	31.40	26.10	19.50	2.70	3.80	0.00	2.50	9.10	4.50	9.70	3.10	20.20	31.40	
2004	20.70	25.30	15.60	8.20	0.00	3.20	14.00	13.80	8.90	0.00	5.70	12.20	25.30	
2005	13.80	25.90	11.90	12.70	0.00	0.00	0.00	0.00	15.20	11.60	12.40	31.60	31.60	
2006	52.80	20.10	21.70	13.10	2.80	1.60	0.00	3.30	8.00	10.10	17.00	42.40	52.80	

Fuente: Senamhi

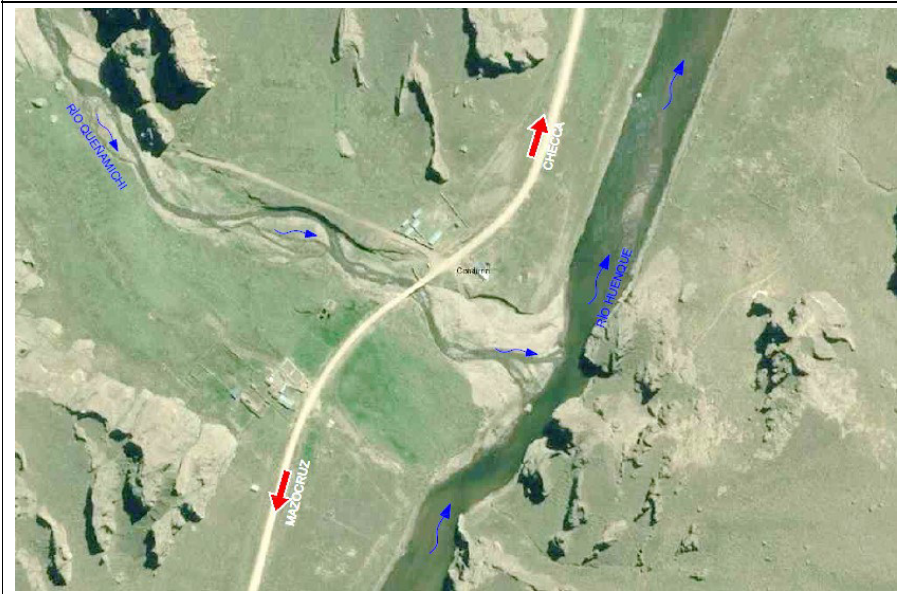


Fuente: Elaboración Propia

#### 6.4. Reconocimiento de Campo

De acuerdo a su morfología fluvial, la corriente del río Quezámichi presenta comportamiento errático, sin embargo en ciertos tramos es posible apreciar formación de brazos, que tras un corto recorrido retoman al cauce principal. El cauce presenta una pendiente en promedio a 3%, por lo que desarrolla velocidades erosivas en épocas de avenida, que perjudican las márgenes del río.

Figura 6.2. Vista Satelital del Zona de Estudio



Fuente: Elaboración Propia

##### 6.4.1. Características Topográficas y Geodinámica externa de la ubicación del Puente.

La ubicación del nuevo puente obedece principalmente a un aspecto importante. Si bien es cierto, la ubicación del puente existente presenta condiciones estables, lo que da lugar a reemplazar la estructura en el mismo lugar. Sin embargo aguas abajo de la confluencia con el río Huenque, se encuentra en proyecto una represa de regulación para fines agrícolas, por lo que la llanura de inundación compromete la carretera existente. A consecuencia de ello se ha producido una variante denominado `variante Paspas` en el diseño geométrico, lo cual la vía proyectada se ve obligada a trasladarse aguas arriba del puente existente para cruzar el río Quezámichi y recién empalmar con la actual vía.



Figura 6.3. Eje de v<sup>o</sup>a proyectada, aguas arriba de existente



El emplazamiento del nuevo puente, se encuentra ubicado a 50m aguas arriba del puente existente y se presenta procesos de erosión de la margen izquierda, en donde se aprecia actualmente un talud casi vertical. En la figura 4.6, se aprecia la margen izquierda con un talud vertical y se aprecia material conglomerado con matriz gravo-arenosa, que conforma una terraza fluvio-aluvional. La ubicación del puente proyectado se caracteriza por presentar una ligera concavidad hacia la margen derecha, que genera un mayor potencial erosivo por dicha margen, teniendo en cuenta lo observado, resulta recomendable desplazar el estribo derecho del nuevo puente, fuera del cauce existente y proyectar obras de protección ribereña, con enrocado.

De acuerdo a la figura 4.5, es posible apreciar, que aguas arriba del puente existente, el flujo del río incide directamente en la margen izquierda, lo que ha provocado los procesos erosivos antes mencionados (color rojo), a continuación el flujo redireccionado incide en la margen derecha, hasta alcanzar el estribo del puente existente, con el potencial erosivo que esto implica (color naranja), y que se ha visto reflejado, en el colapso de la protección ribereña, compuesta por

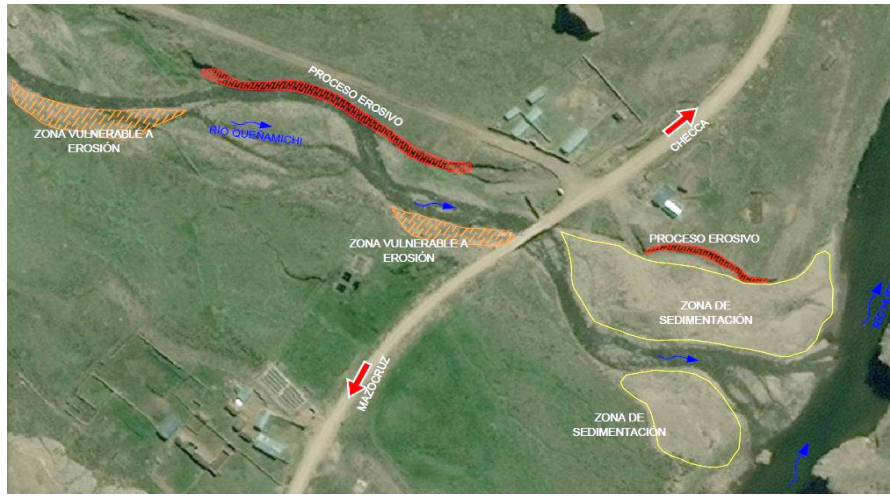
un muro de gaviones, existente en dicha margen. Aguas abajo del puente existente el río entrega sus aguas al R<sup>o</sup> Huenque.

Figura 6.4. Vista Margen derecha, emplazamiento del Puente



Fuente: Elaboración Propia

Figura 6.5 Vista Ubicación del Puente



Fuente: Elaboración Propia

Adicionalmente es preciso indicar que aguas arriba en la margen derecha, se encuentra susceptible a desbordamientos, en las máximas avenidas de río, dado que presenta poca profundidad del cauce y se encuentra erosionado. Es recomendable proyectar obras de protección ribereña en este sector.



Un ejemplo de lo indicado, constituye el colapso de las obras de protección ribereña del puente existente en ambos márgenes, debido a los procesos de erosión que se presentan, y al inadecuado diseño de las mismas, relacionado con la incompatibilidad de la solución ejecutada con las condiciones hidráulicas que presenta el flujo.

Figura 6.6. Muro Gavión Colapsado, margen izquierda



Fuente: Elaboración Propia

#### 6.4.2. Características del lecho del Cauce

El material que constituye lecho del cauce es de naturaleza gravosa con bolonería (cantos rodados) en un 50% y  $T_{Max}=300mm$ , la grava está conformado por 60% de grava (5-80mm), y 40% de arenas ( $<5mm$ ).

Figura 6.7. Vista del Lecho del Cauce



Fuente: Elaboración Propia

## 7. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

### 7.1. Resultado de Análisis de Datos Dudosos

Después de realizar esta prueba se concluye, que estadísticamente todos los registros corresponden a la muestra; al estar dentro de los límites superior e inferior respectivamente.

Por lo que el tratamiento estadístico de esta muestra, se realizó con 42 registros.

Cuadro 7.1. Prueba de Datos Dudosos				
n	AÑO	$Q_{Máx}(m^3/s)$	$\log(Q_{Máx})$	Condición
1	1964	29.60	1.47	VALIDO
2	1965	24.40	1.39	VALIDO
3	1966	28.00	1.45	VALIDO
4	1967	30.30	1.48	VALIDO
5	1968	11.30	1.05	VALIDO
6	1969	11.40	1.06	VALIDO
7	1970	15.70	1.20	VALIDO
8	1971	21.00	1.32	VALIDO
9	1972	19.80	1.30	VALIDO
10	1973	19.00	1.28	VALIDO
11	1974	24.50	1.39	VALIDO
12	1975	23.00	1.36	VALIDO
13	1976	30.50	1.48	VALIDO
14	1977	32.10	1.51	VALIDO
15	1978	19.40	1.29	VALIDO
16	1979	17.20	1.24	VALIDO
17	1980	20.80	1.32	VALIDO
18	1981	22.20	1.35	VALIDO
19	1982	17.10	1.23	VALIDO
20	1983	16.70	1.22	VALIDO
21	1984	31.20	1.49	VALIDO
22	1985	25.20	1.40	VALIDO
23	1986	21.20	1.33	VALIDO
24	1987	18.70	1.27	VALIDO
25	1988	20.80	1.32	VALIDO
26	1989	18.70	1.27	VALIDO
27	1990	17.50	1.24	VALIDO
28	1991	13.40	1.13	VALIDO
29	1992	20.60	1.31	VALIDO
30	1993	25.50	1.41	VALIDO
31	1994	25.90	1.41	VALIDO
32	1995	22.40	1.35	VALIDO
33	1997	28.50	1.45	VALIDO
34	1998	26.70	1.43	VALIDO
35	1999	27.50	1.44	VALIDO
36	2000	39.50	1.60	VALIDO
37	2001	28.50	1.45	VALIDO
38	2002	27.10	1.43	VALIDO

Cuadro 7.1. Prueba de Datos Dudosos				
n	Año	$Q_{M\acute{u}x}(m^3/s)$	$\log(Q_{M\acute{u}x})$	Condición
39	2003	31.40	1.50	VALIDO
40	2004	25.30	1.40	VALIDO
41	2005	31.60	1.50	VALIDO
42	2006	52.80	1.72	VALIDO
		$y_H$	1.36	
		$S_y$	0.13	
		$K_n$	2.70	
		$y_H$	1.72	
		$y_L$	1.00	
		$L_{SUPERIOR}$	52.88 m <sup>3</sup> /s	
		$L_{INFERIOR}$	10.06 m <sup>3</sup> /s	

Fuente: Elaboración Propia

## 7.2. Resultado de Corrección por Intervalo Fijo de Observación

De acuerdo a la definición anterior se ha procedido a corregir la data de precipitaciones, el cual se presenta a continuación:

Cuadro 7.2. Corrección por intervalo fijo de observación

Nº	Año	Datos Corregidos (mm)
1	1964	33.45
2	1965	27.57
3	1966	31.64
4	1967	34.24
5	1968	12.77
6	1969	12.88
7	1970	17.74
8	1971	23.73
9	1972	22.37
10	1973	21.47
11	1974	27.69
12	1975	25.99
13	1976	34.47
14	1977	36.27
15	1978	21.92
16	1979	19.44
17	1980	23.50
18	1981	25.09
19	1982	19.32
20	1983	18.87

Cuadro 7.2. Corrección por intervalo fijo de observación

Nº	Año	Datos Corregidos (mm)
21	1984	35.26
22	1985	28.48
23	1986	23.96
24	1987	21.13
25	1988	23.50
26	1989	21.13
27	1990	19.78
28	1991	15.14
29	1992	23.28
30	1993	28.82
31	1994	29.27
32	1995	25.31
33	1997	32.21
34	1998	30.17
35	1999	31.08
36	2000	44.64
37	2001	32.21
38	2002	30.62
39	2003	35.48
40	2004	28.59
41	2005	35.71
42	2006	59.66

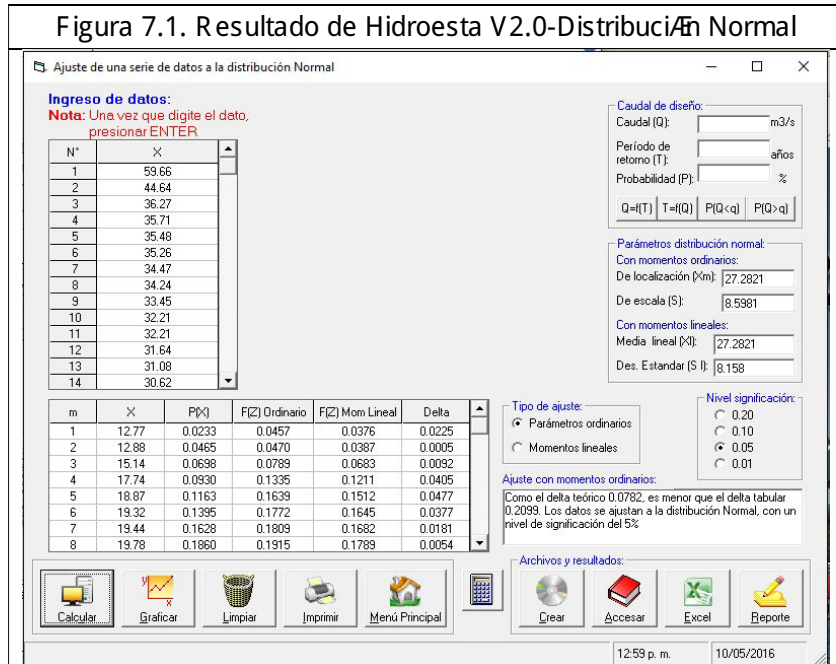
Fuente: Elaboración Propia

### 7.3. Resultado del Análisis de Frecuencia y Prueba de Bondad de Ajuste

Para el análisis de Frecuencia se procedió a realizar con ayuda del software Hidroesta V2.0. El cual los reportes de salida se muestran en el anexo adjunto.

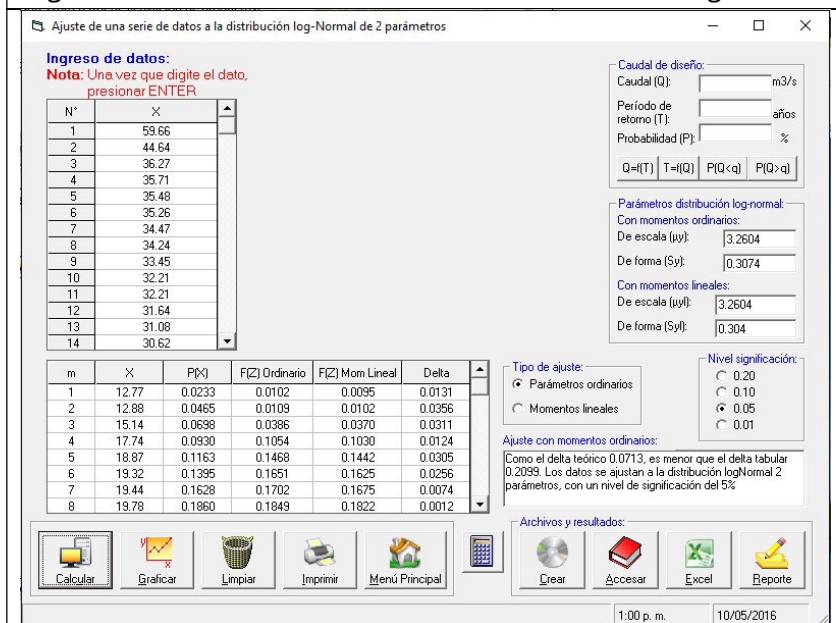
Por otro lado, en el siguiente se muestra la prueba de bondad de ajuste, de donde se concluye que los datos de precipitación se ajustan mejor a la Distribución LogNormal.

Figura 7.1. Resultado de Hidroesta V2.0-Distribución Normal



Fuente: Software Hidroesta V2.0

Figura 7.2. Resultado de Hidroesta V2.0-Distribución LogNormal2



Fuente: Software Hidroesta V2.0

Figura 7.3. Resultado de Hidroesta V2.0-Distribución Gumbel

Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

**Ingreso de datos:**  
Nota: Una vez que digite el dato, presionar ENTER

N°	X
1	59.66
2	44.64
3	36.27
4	35.71
5	35.48
6	35.26
7	34.47
8	34.24
9	33.45
10	32.21
11	32.21
12	31.64
13	31.08
14	30.62

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	12.77	0.0233	0.0075	0.0068	0.0157
2	12.88	0.0465	0.0081	0.0074	0.0384
3	15.14	0.0698	0.0322	0.0303	0.0375
4	17.74	0.0930	0.0972	0.0942	0.0042
5	18.87	0.1163	0.1396	0.1363	0.0233
6	19.32	0.1395	0.1586	0.1553	0.0191
7	19.44	0.1628	0.1639	0.1606	0.0011
8	19.78	0.1860	0.1792	0.1759	0.0068

**Parámetros distribución Gumbel:**  
Con momentos ordinarios:  
De posición ( $\mu$ ): 23.4125  
De escala ( $\alpha$ ): 6.7039  
Con momentos lineales:  
De posición ( $\mu$ ): 23.4493  
De escala ( $\alpha$ ): 6.6402

**Caudal de diseño:**  
Caudal (Q): m<sup>3</sup>/s  
Período de retorno (T): años  
Probabilidad (P): %  
Q=(T) T=(Q) P(Q<q) P(Q>q)

**Tipo de ajuste:**  
☒ Parámetros ordinarios  
☐ Momentos lineales

**Nivel significación:**  
☐ 0.20  
☐ 0.10  
☒ 0.05  
☐ 0.01

**Ajuste con momentos ordinarios:**  
Como el delta teórico 0.0724, es menor que el delta tabular 0.2093. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

**Archivos y resultados:**  
Calcular Graficar Limpiar Imprimir Menú Principal  
Crear Accesar Excel Reporte

1:01 p. m. 10/05/2016

Fuente: Software Hidroesta V2.0

Figura 7.4. Resultado de Hidroesta V2.0-Distribución LogPearson3

Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Pearson tipo III

**Ingreso de datos:**  
Nota: Una vez que digite el dato, presionar ENTER

N°	X
1	59.66
2	44.64
3	36.27
4	35.71
5	35.48
6	35.26
7	34.47
8	34.24
9	33.45
10	32.21
11	32.21
12	31.64
13	31.08
14	30.62

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	12.77	0.0233	0.0000	0.0041	0.0233
2	12.88	0.0465	0.0000	0.0046	0.0465
3	15.14	0.0698	0.0000	0.0273	0.0698
4	17.74	0.0930	0.0000	0.0967	0.0930
5	18.87	0.1163	0.0000	0.1423	0.1163
6	19.32	0.1395	0.0000	0.1627	0.1395
7	19.44	0.1628	0.0000	0.1683	0.1628
8	19.78	0.1860	0.0000	0.1846	0.1860

**Parámetros distribución LogPearson3:**  
Momentos ordinarios:  
De posición ( $x_0$ ): 8.787  
De forma (gamma): 323.2722  
De escala (beta): -0.0171  
Momentos lineales:  
De posición ( $x_0$ ): 1.2568  
De forma (gamma): 43.1754  
De escala (beta): 0.0464

**Caudal de diseño:**  
Caudal (Q): m<sup>3</sup>/s  
Período de retorno (T): años  
Probabilidad (P): %  
Q=(T) T=(Q) P(Q<q) P(Q>q)

**Tipo de ajuste:**  
☒ Parámetros ordinarios  
☐ Momentos lineales

**Nivel significación:**  
☐ 0.20  
☐ 0.10  
☒ 0.05  
☐ 0.01

**Ajuste con momentos ordinarios:**  
Los parámetros  $x_0$ , gamma y  $\beta$  calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3

**Archivos y resultados:**  
Calcular Graficar Limpiar Imprimir Menú Principal  
Crear Accesar Excel Reporte

12:53 p. m. 10/05/2016

Fuente: Software Hidroesta V2.0



Cuadro 7.3 Prueba de bondad de ajuste

Delta $\chi^2$	Distribución			
	Normal	Log Normal 2	Gumbel	Log Pearson 3
Tabular	0.2099	0.2099	0.2099	0.2099
Teórico	0.0782	0.0713	0.0724	No se ajusta
Los datos se ajustan mejor a la distribución Log Normal 2				

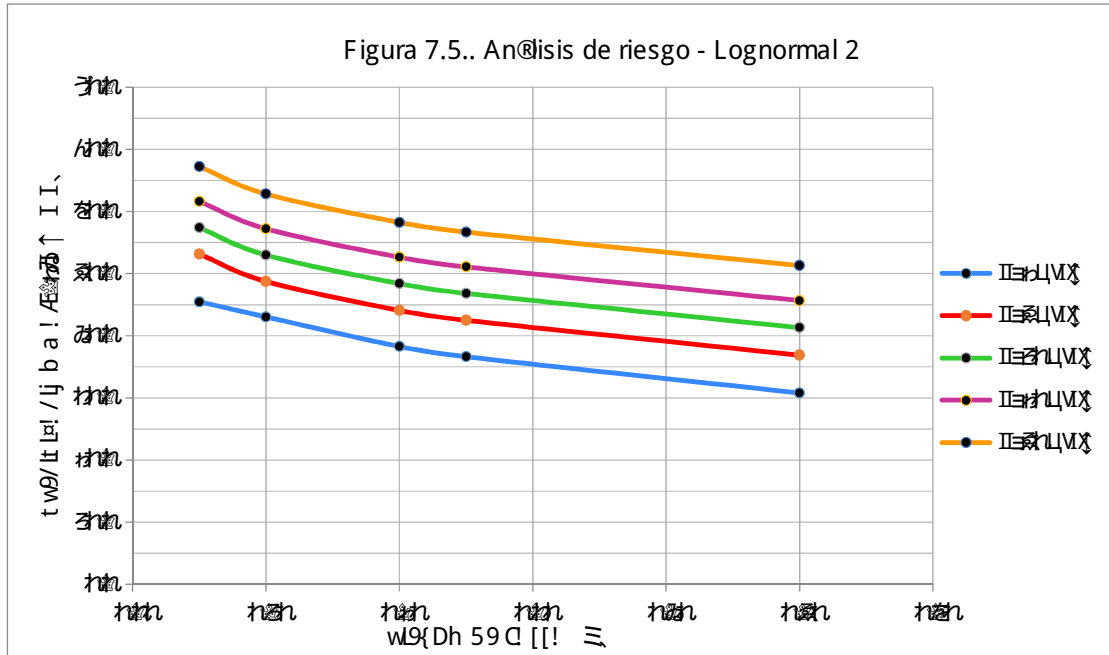
Fuente: Elaboración propia

7.4. Resultado del Análisis de Riesgo y Selección del Periodo de Retorno  
Considerando vida del proyecto de 2, 5, 10, 20 y 50 años, se procede a realizar el análisis de riesgo obteniendo diferentes periodos de diseño:

Cuadro 7.4. Análisis de Riesgo Distribución Log Normal 2

Vida del proyecto (años)	Riesgo de Falla %	Periodo de Retorno (años)	Precipitación Max 24h (mm)
	0.05	39.49	45.47
	0.10	19.49	43.04
2	0.20	9.47	38.27
	0.25	7.46	36.63
	0.50	3.41	30.80
	0.05	97.98	53.16
	0.10	47.96	48.74
5	0.20	22.91	44.08
	0.25	17.89	42.49
	0.50	7.73	36.88
	0.05	195.46	57.39
	0.10	95.41	52.99
10	0.20	45.32	48.39
	0.25	35.26	46.82
	0.50	14.93	41.31
	0.05	390.41	61.62
	0.10	190.32	57.22
20	0.20	90.13	52.64
	0.25	70.02	51.09
	0.50	29.36	45.66
	0.05	975.29	67.23
	0.10	475.06	62.82
50	0.20	224.57	58.24
	0.25	174.30	56.69
	0.50	72.64	51.31

Fuente: Elaboración propia



A continuación se presenta las alturas de precipitación para diferentes periodos de retorno, de acuerdo a la distribución de LogNormal 2.

Cuadro 7.5. Distribución Lognormal 2

Periodo de Retorno	Precipitación
2 años	26.06 mm
5 años	33.75 mm
10 años	38.64 mm
20 años	43.21 mm
35 años	46.77 mm
50 años	49.00 mm
100 años	53.28 mm
175 años	56.71 mm
500 años	63.13 mm

Fuente: Elaboración propia

Se concluye que para un periodo de retorno de 175 años, cumple con los requerimientos de la normatividad actual. Para el caso del cálculo de la socavación se considerar un  $T_r=500$  años, de acuerdo a las recomendaciones del Manual-MTC.

### 7.5. Determinación de las Intensidades de Lluvia y Curva IDF

De acuerdo al modelo de Freherich Bell, se ha procedido al cálculo de alturas de lluvia para finalmente obtener las intensidades de lluvia.

Cuadro 7.6. Lluvias máximas (mm).- Estación Chilligua

T	P.Max	Duración en minutos					
años	24 horas	5	10	15	20	30	60
2	26.1	3.3	4.9	6.0	6.9	8.2	10.7
5	33.8	4.2	6.3	7.8	8.8	10.5	13.8
10	38.6	5.0	7.4	9.1	10.3	12.3	16.1
20	43.2	5.7	8.5	10.4	11.8	14.1	18.5
35	46.8	6.3	9.4	11.4	13.1	15.5	20.4
50	49.0	6.6	9.9	12.1	13.8	16.5	21.6
100	53.3	7.3	11.0	13.4	15.3	18.2	23.9
175	56.7	7.9	11.9	14.5	16.5	19.7	25.8

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 7.7. Intensidades máximas (mm/hora).- Estación Chilligua

T	P.Max	Duración en minutos					
años	24 horas	5	10	15	20	30	60
2	36.6	39.4	29.5	24.1	20.6	16.3	10.7
5	39.8	50.8	38.0	31.0	26.5	21.0	13.8
10	46.0	59.5	44.5	36.3	31.0	24.6	16.1
20	50.1	68.1	51.0	41.5	35.5	28.2	18.5
35	50.6	75.1	56.2	45.8	39.2	31.1	20.4
50	51.7	79.5	59.5	48.5	41.5	32.9	21.6
100	52.7	88.1	65.9	53.8	46.0	36.5	23.9
175	53.7	95.1	71.2	58.0	49.6	39.4	25.8

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 7.8. Intensidades máximas.- Estación Chilligua

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

$$K = 89.30$$

$$m = 0.193$$

$$n = 0.527$$

Duración (t)	Período de Retorno (T) en años			
(minutos)	50	100	175	500
5	81.47	93.16	103.81	127.18
10	56.54	64.65	72.04	88.25

Cuadro 7.8. Intensidades máximas.- Estación Chilligua

$$I = \frac{K T^m}{t^n}$$

$$K = 89.30$$

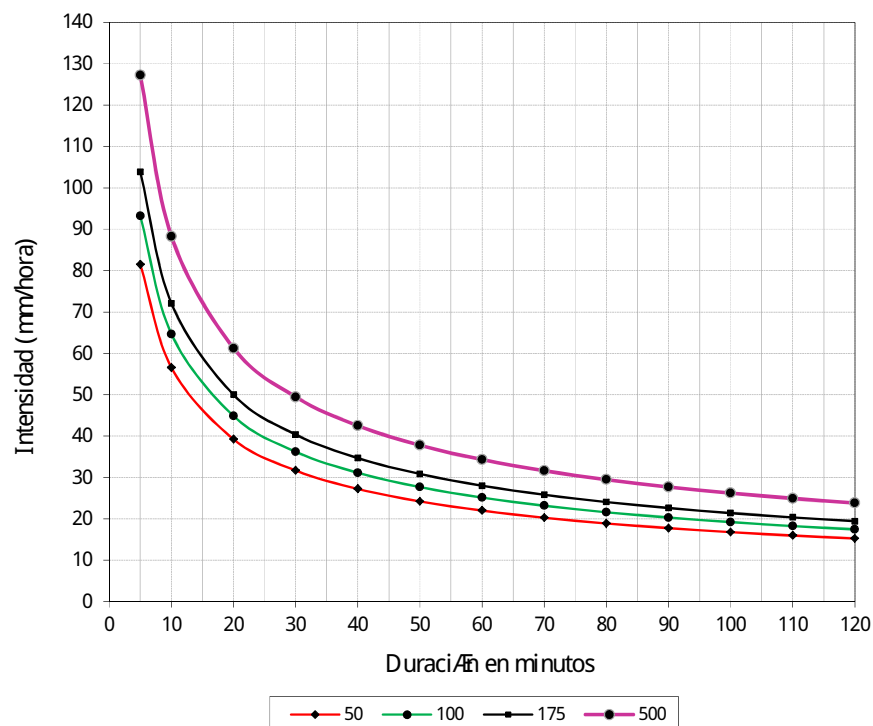
$$m = 0.193$$

$$n = 0.527$$

Duración (t) (minutos)	Período de Retorno (T) en años			
	50	100	175	500
20	39.23	44.86	49.99	61.24
30	31.68	36.23	40.37	49.46
40	27.23	31.13	34.69	42.50
50	24.21	27.68	30.84	37.78
60	21.99	25.14	28.02	34.32
70	20.27	23.18	25.83	31.64
80	18.89	21.60	24.07	29.49
90	17.76	20.30	22.62	27.72
100	16.80	19.21	21.40	26.22
110	15.97	18.27	20.35	24.94
120	15.26	17.45	19.44	23.82

Fuente: Elaboración propia

Figura 7.6. Curva Intensidad-Duración-Frecuencia  
Estación Ilave



## 7.6. Estimación de Máximas Avenidas

Considerando las características de la cuenca, mostradas en la siguiente tabla, se ha procedido al cálculo de máximas avenidas por el método del hidrograma triangular.

Cuadro 7.9. Características de la Cuenca

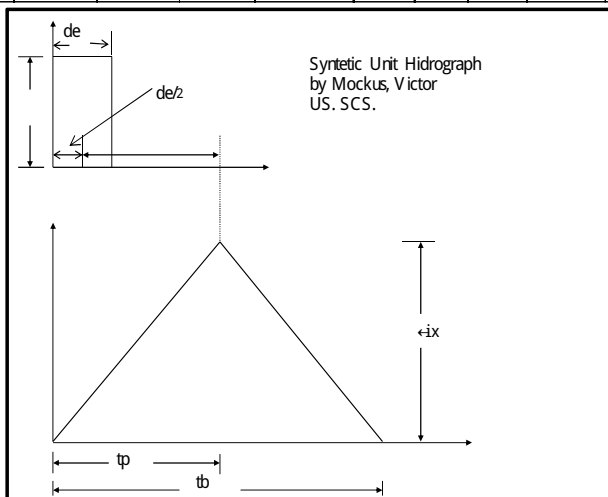
CARACTERÍSTICAS DE CUENCA			UNIDAD
Area	44.58		Km <sup>2</sup>
Longitud de Cauce	12195		m
Cota menor	3945		msnm
Cota mayor	4745		msnm
Desnivel	800		m
Pendiente	0.0656		m/m
Tiempo Concentración	Temes	3.37	Horas
	Bransby-Williams	3.50	Horas
Tiempo Concentración promedio		3.44	Horas

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 5.11. Resultado método Hidrograma Triangular

MÉTODO HIDROGRAMA TRIANGULAR.

Nombre Cuenca	Ubicación (Km)	Area A (km <sup>2</sup> )	Tiempo de concentración tc (horas)	Tiempo (horas)			Caudal Unitario qp (m <sup>3</sup> /s/mm)	Número de curva N	Altura de lluvia P (mm)			Lluvia efectiva Pe (mm)			Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)		
				retraso tr	pico tp	base tb			T=50	T=175	T=500	T=50	T=175	T=500	T=50	T=175	T=500
Quezámichi	46+920	44.58	3.44	2.06	3.78	10.09	2.45	80	49.0	56.8	63.1	13.2	18.0	22.3	32.3	44.2	54.7



Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la lluvia efectiva Pe.- Método de los Números de Escurrimiento US Soil Conservation Service  
Suelos textura tipo B

$$Pe = \frac{\check{P} - \frac{508}{N} + 5.08}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Altura de lluvia Chilligua

P <sub>50 años</sub>	49.0 mm
P <sub>175 años</sub>	56.8 mm
P <sub>500 años</sub>	63.1 mm

Para cuencas grandes:

$$t_p = t_r + t_t$$

Para cuencas pequeñas:

$$t_p = \frac{t_r}{2} + t_t$$

Cuadro 7.10. Resumen de Caudales de Diseño

Caudal Máximo (m <sup>3</sup> /s)		
T=50	T=175	T=500
32.3	44.2	54.7

Fuente: Elaboración propia

### 7.7. Determinación del Coeficiente de Rugosidad de Manning

Utilizando el método de Cowan (Estimating hydraulic roughness coefficients, 1956). Se obtiene:

Cuadro 7.11 Estimación de la rugosidad del Cauce

/ IXBQXIT OT 1/4 ILL/3		1 LIXT		/ LIT	WIT LIT
a LIT LIT/3	OT LIT	II <sub>x</sub>	III <sub>x</sub>	III <sub>x</sub>	III <sub>x</sub>
	WIXL		III <sub>x</sub>		
	D LIT LIT LIT		III <sub>x</sub>		
	D LIT LIT LIT LIT		III <sub>x</sub>		
D LIT IX OT OT LIT LIT LIT	[ LIT LIT	II <sub>b</sub>	I	III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>
	a T II <sub>x</sub>		III <sub>b</sub>		
	a IX OT LIT IX		III <sub>b</sub>		
	{ T LIT IX		III <sub>b</sub>		
1 LIT LIT LIT OT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT OT 1/3 LIT LIT	D LIT LIT	II <sub>b</sub>	I	III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>
	h LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT		III <sub>b</sub>		
	C T D LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT LIT		III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>		
9 LIT LIT LIT LIT LIT LIT OT LIT IX LIT LIT LIT LIT LIT LIT	LIT LIT LIT LIT LIT	II <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>
	a T II <sub>x</sub>		III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>		
	! IX T D LIT LIT		III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>		
	{ T LIT LIT		III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>		
1 T LIT LIT LIT LIT	. LIT	II <sub>b</sub>	III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>
	a T O LIT		III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>		
	! LIT		III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>		
	a LIT LIT LIT		III <sub>b</sub> [ III <sub>b</sub>		
D LIT IX OT LIT LIT LIT LIT	a T II <sub>x</sub>	I	III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>
	! IX T D LIT LIT		III <sub>b</sub>		
	{ T LIT IX		III <sub>b</sub>		
III <sub>b</sub> [				III <sub>b</sub>	III <sub>b</sub>

Fuente: Elaboración propia

Luego de la simulación la rugosidad para el cauce principal fue de 0.068 y para las llanuras de inundación 0.072.

#### 7.8. Resultados de Modelamiento Hidráulico Unidimensional HecRas 4.1

Para el Modelamiento Hidráulico con HecRas V4.1, se ingresaron los siguientes datos:

- a) Seccionamiento del río Quezámichi, cada 5m, en base a la topografía que previamente se realizó
- b) Importación de la topografía (seccionamiento) desde el HecRas.
- c) Asignar rugosidad de manning en lecho y ribera del río, de acuerdo a los valores del cuadro 7.11
- d) Asignar caudales de diseño de acuerdo al obtenido según cuadro 7.10
- e) Ingresar condiciones de borde a la entrada y salida de tramo estudiado, para este caso la iteración comienza para tirante normal para una pendiente 3% (pendiente de río Quezámichi.
- f) Iniciar proceso de modelamiento para régimen supercrítico (Régimen del río)
- g) Visualización de Resultados
- h) Reporte de Resultados, como se indica en los cuadros 7.12, 7.13 y 7.16.

Los ejes hidráulicos resultantes, según los formatos del propio método HEC-RAS utilizado versión 4.1, se adjuntan en el anexo, dichos cuadros ilustran los niveles de aguas máximas que se alcanzan en las secciones transversales para esas mismas crecidas, tanto aguas arriba, eje y aguas abajo del puente.

Cuadro 7.12  
Parámetros Hidráulicos - Tr = 175 años  
Sección aguas arriba del Puente

Sección aguas arriba del Puente		
9.0% ↓ I,	wa 9% It If	[Th. / DIII 1/3 wDh.
1.1% ↓ I,	wa ° ↑ I I I	wa wa wa
0.9% ↓ I,	wa wa wL d I I I,	wa wa wa
1.0% ↓ I,	wa wa C X ! ↑ I I I	wa wa wa
9.0% ↓ I,	wa wa ! ↑ I I I	wa wa wa
v I I I I I,	wa wa C X I I I	wa wa wa
1.1% ↓ I,	wa wa I I I I,	wa wa wa
1.1% ↓ I,	wa wa ! ↑ I I I	wa wa wa
a I I I I I,	wa wa I I I I,	wa wa wa
/ I I I I I,	wa wa / I I I I,	wa wa wa

[T II <sup>0</sup> 0 <sup>0</sup> I,	° T <sup>0</sup> tott <sup>0</sup> I,	うん	わ	をわ
a III/ D <sup>9</sup> I,	わわわ {D <sup>4</sup> b <sup>4</sup> ね	をわ	わを	をわ
! 1 <sup>0</sup> I	をわ {T <sup>4</sup> I tIX <sup>4</sup> b <sup>4</sup> ↑	をわ	れ	れ
C <sup>4</sup> IIIIX <sup>4</sup> I,	わ / O <sup>1</sup> IX <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	わ	わ	わ
/   9 IX <sup>4</sup> I,	わ / O <sup>1</sup> ! ね	を	わ	を
Sección aguas abajo del Puente				
t <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> v <sup>4</sup> - 9e! a I I L v <sup>4</sup> - 9e! a I I L w <sup>4</sup> 5 t <sup>4</sup> IX <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> ↑				
9 <sup>0</sup> 9 <sup>0</sup> ↓ I,	わわわ 9 <sup>0</sup> I T <sup>4</sup>	[T <sup>4</sup> h.	/ D <sup>4</sup> III <sup>4</sup> 1/3 w <sup>4</sup> D <sup>4</sup> h.	
1 <sup>4</sup> T <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	わ / ° ↑ III <sup>4</sup> I <sup>4</sup>	わ	わ	わ
° 9 <sup>0</sup> ↓ I,	わわわ w <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	を	を	を
/ T <sup>4</sup> ° 9 <sup>0</sup> I,	わわわ C <sup>4</sup> ! ↑ I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
9 <sup>0</sup> 9 <sup>0</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	わわわ ! ↑ I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
v <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	わ C <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
IX <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> I,	わ IX <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> I,	を	を	を
1 <sup>4</sup> T <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup>	を ! T <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup>	を	を	を
a I <sup>4</sup> / D <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	を I <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	わ	を	わ
/ IX <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	わ / IX <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
[T II <sup>0</sup> 0 <sup>0</sup> I,	° T <sup>0</sup> tott <sup>0</sup> I,	う	を	を
a III/ D <sup>9</sup> I,	わわわ {D <sup>4</sup> b <sup>4</sup> ね	を	を	を
! 1 <sup>0</sup> I	を {T <sup>4</sup> I tIX <sup>4</sup> b <sup>4</sup> ↑	を	れ	れ
C <sup>4</sup> IIIIX <sup>4</sup> I,	わ / O <sup>1</sup> IX <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	わ	わ	わ
/   9 IX <sup>4</sup> I,	わ / O <sup>1</sup> ! ね	を	わ	を

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 7.13  
Parámetros Hidráulicos - Tr = 500 años  
Sección aguas arriba del Puente

t <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> v <sup>4</sup> - 9e! a I I L v <sup>4</sup> - 9e! a I I L w <sup>4</sup> 5 t <sup>4</sup> IX <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> ↑				
9 <sup>0</sup> 9 <sup>0</sup> ↓ I,	わわわ 9 <sup>0</sup> I T <sup>4</sup>	[T <sup>4</sup> h.	/ D <sup>4</sup> III <sup>4</sup> 1/3 w <sup>4</sup> D <sup>4</sup> h.	
1 <sup>4</sup> T <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	わ / ° ↑ III <sup>4</sup> I <sup>4</sup>	わ	わ	わ
° 9 <sup>0</sup> ↓ I,	わわわ w <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	を	を	を
/ T <sup>4</sup> ° 9 <sup>0</sup> I,	わわわ C <sup>4</sup> ! ↑ I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
9 <sup>0</sup> 9 <sup>0</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	わわわ ! ↑ I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
v <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	わ C <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
IX <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> I,	わ IX <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> I,	を	を	を
1 <sup>4</sup> T <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup>	わ ! T <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup>	を	を	を
a I <sup>4</sup> / D <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	を I <sup>4</sup> 0 <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I,	わ	を	わ
/ IX <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	わ / IX <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	を	を	を
[T II <sup>0</sup> 0 <sup>0</sup> I,	° T <sup>0</sup> tott <sup>0</sup> I,	う	を	を
a III/ D <sup>9</sup> I,	わわわ {D <sup>4</sup> b <sup>4</sup> ね	を	を	を
! 1 <sup>0</sup> I	を {T <sup>4</sup> I tIX <sup>4</sup> b <sup>4</sup> ↑	を	れ	れ
C <sup>4</sup> IIIIX <sup>4</sup> I,	わ / O <sup>1</sup> IX <sup>4</sup> I <sup>4</sup> ね	わ	わ	わ





Sin embargo el alineamiento del eje es esviado y los estribos del puente se encuentran cimentados dentro del enrocado, en tal sentido resulta una luz hidráulica del Puente 27.0m

#### 7.10. Estimación de la Socavación

De acuerdo a lo definido, a continuación se muestra el resultado del cálculo:

Figura 7.7. Estimación de la Socavación

**SOCAVACIÓN GENERALIZADA  
MÉTODO DE LISCHVAN-LEVEDIEV**

$$Y_s = \left[ \frac{\alpha * h^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * \mu * \phi * D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+z}} \quad \alpha = \frac{Q}{AR^{2/3}}$$

La profundidad de socavación será:  $ds = Y_s - Y_o$

Donde:

- Q= Caudal de diseño.
- A= Área hidráulica.
- V= Velocidad erosiva.
- Tr= Tiempo de retorno.
- $d_{50}$ = Diámetro de las partículas situadas en la superficie del lecho, puede utilizarse  $d_{84}$  para considerar el efecto de acorazamiento del lecho (lechos con granulometría extendida).
- Be= Ancho estable sin obstáculos.
- $Y_o$ = Tirante antes de la socavación.
- $Y_s$ = Tirante después de la socavación.
- R= Radio Hidráulico de la sección de emplazamiento del puente.
- $\beta$ = Coeficiente de frecuencia que considera el tiempo de retorno.
- $\mu$ = Factor de corrección que depende de la velocidad (V) y ancho estable (Be).
- $\phi$ = Corrección por transporte de sedimentos, caso crítico  $\phi=1$ .
- z= Coeficiente de correlación, depende del diámetro medio de la partícula.
- $ds$ = Profundidad socavada.
- \* Los parámetros hidráulicos son obtenidos del modelamiento hidráulico en Hec-Ras

Para suelos no cohesivos:

Q=	63.70 m <sup>3</sup> /s
A=	23.54 m <sup>2</sup>
V=	3.36 m/s
Tr=	500 años
$d_{50}$ =	10 mm
Be=	26.6 m
$Y_o$ =	1.45 m
R=	0.96 m
$\beta$ =	1.06
$\mu$ =	0.96 de tabla
$\phi$ =	1
z=	0.344
$1/(1+z)$ =	0.744
$\alpha$ =	2.781
$Y_s$ =	2.77 m
<b><math>ds</math>=</b>	<b>1.32 m</b> Profundidad de socavación medida desde el fondo del lecho.

Para fines de diseño se adopta **2.00 m**

Cuadro 7.15. Resultado de la Estimación de la Socavación						
Progresiva (Km.)	Puente	Condición	Caudal (Tr = 500 años) (m³/s)	Socavación máxima Levediev (m)	Socavación local en pilas (m)	Socavación de Diseño (m)
47+929	Chilligua	Reemplazo	54.7	2.00	-	2.00

Fuente: Elaboración propia

#### 7.11. Gálibo libre y altura total del Puente

De acuerdo al ítem 5.10, el gálibo libre de la estructura debe ser mínimo 2.0m, sin embargo dado que la margen izquierda del cauce es bastante alta, condiciona el nivel de la rasante. En tal sentido la estructura del puente cumple el gálibo libre recomendado.

#### 7.12. Enrocado de Protección

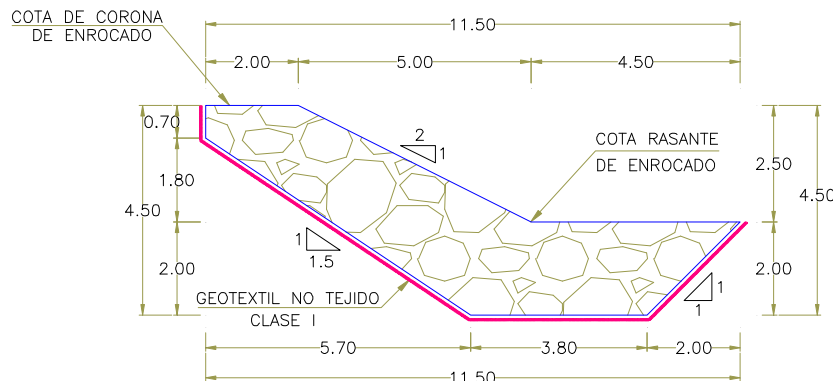
##### 7.12.1. Definición de la Geometría del Enrocado

La altura del enrocado queda definida por el tirante hidráulico 1.70m mas un borde libre de 0.80m, resulta una altura total de 2.50m.

Por otro lado el espesor del enrocado resulta 1.80m como mínimo.

Finalmente de acuerdo al ítem 5.12.2, el volumen de roca en la uza debe ser de 11.90m³ por metro lineal de enrocado, con lo que resulta una profundidad de 2.0m igual a la socavación y una longitud de 4.50m. Consecuentemente la geometría del enrocado queda definida de la siguiente manera:

Figura 7.8. Estimación de la Socavación



Fuente: Elaboración propia





## CONCLUSIONES

- De acuerdo al análisis de riesgo de falla de la estructura, se determinó el periodo de retorno de 175 años para diseño hidráulico del puente y 500 años para cálculo de socavación.
- De acuerdo a los parámetros físicos de la cuenca, este se clasifica por cuenca mediana con mediana longitud de cauce, pendiente alta (3.62%) y de regular respuesta rápida ante eventos de precipitaciones.
- Para la estimación del caudal de diseño se utilizó la estación meteorológica Chilligua, que se encuentra cerca al área de influencia y cuenta con datos de precipitaciones máxima en 24 horas.
- De acuerdo a la prueba de datos dudosos, se concluye que los datos de la estación Chilligua son confiables sin embargo se realizó una corrección por intervalo fijo de observación.
- Según el análisis de frecuencia y a la prueba de bondad de ajuste, se concluye que los datos se ajustan mejor a distribución Log Normal 2
- Se determinó alturas de precipitación de 56.71mm para Tr 175 años y 63.13mm para Tr500 años.
- Se determinó un caudal de diseño de 44.2 m<sup>3</sup>/s para Tr 175 años y 54.7m<sup>3</sup>/s para Tr500 años.
- De acuerdo a la modelación hidráulica realizado con software HecRas 4.0, se obtiene que el tirante es 1.45m, la velocidad de aproximación al puente es 3.36m/s.
- Se estimó la socavación general considerando la metodología de Lischvan Levediev y diámetro medio del lecho del río de 10mm, resultando 2m de profundidad
- Finalmente se determinó el diámetro medio del enrocado de protección entre 0.75m y 1.00m.

## RECOMENDACIONES

- Se recomienda reemplazar el puente existente por un puente nuevo de luz libre de 27.40, toda vez que la estructura se encuentra esviada y considera un ancho estable de 19.0m.
- Se recomienda cimentar los estribos de puente fuera del cauce, a fin de no generar efectos de socavación local por contracción, como ocurre actualmente con el puente existente.
- De acuerdo a la evaluación de campo, en el cual se evidencia un desborde aguas arriba en la margen derecha y a fin de no comprometer la estabilidad de la estructura. Se recomienda proteger con enrocado en ambas márgenes de la ribera.
- Recomendar utilizar roca angulosa proveniente de la explotación de canteras y de origen volcánico para resistir los procesos erosivos, acomodada sobre las riberas de los ríos, con taludes de reposo suaves como 2H:1V como mínimo, para evitar disgregaciones.
- El enrocado necesita de mantenimiento periódico, ya que siempre sufre la acción erosiva del río, por lo que el material que lo compone es removido, o las estructuras comienzan a asentarse.
- Limpieza de los cauces de ríos y quebradas debido a que el material de arrastre puede ocasionar modificaciones en los cursos del agua.
- Para fines de investigación se recomienda monitorear en las máximas avenidas, las profundidades de socavación que se producen a fin de calibrar los métodos empíricos, puesto que fueron desarrollados en países distintos a las cuencas de la sierra peruana.

## BIBLIOGRAFIA

- Δ ALIAGA ARAUJO, Eduardo Vito, Tratamiento de Datos Hidrometeorológicos, Lima, 1983.
- Δ APARICIO MIJARES, Francisco Javier, Fundamentos de Hidrología, México D.F., 1992.
- Δ CHOW, MAIDMENT, MAYS, Hidrología Aplicada, Bogotá Mc-Graw Hill Interamericana, 1994
- Δ CHOW, Ven Te, Open Channel Hydraulic, New York, Mc-Graw Hill, 1959.
- Δ COLLINS David - RANZI Roberto - DE JONG Carmen, Climate and Hidrology in Mountain Areas, Londres, 2005.
- Δ LINSLEY, KHOLER, PAULHUS, Hidrología para Ingenieros
- Δ PALACIOS GALINDO Eugenio Sebastián, Modelo para manejo de la incertidumbre hidrológica en la planificación de la operación del SIC, UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS, DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA ELÉCTRICA, octubre 2004.
- Δ SALAS J., TABIOS G., BARTOLINI P., `Approaches to Multivariate Modeling of Water Resources Time Series`, Water Resources Bulletin, Vol 21 N°4, 1985.
- Δ SMITH, D.W. `Bridge Failures`, Proceedings, Institution of Civil Engineers - Reino Unido, Vol. 60. Pag.367-382
- Δ STREETER, WYLIE Mecánica de los Fluidos, McGraw - Hill, 1979
- Δ VALLARINO, Eugenio Tratado Básico de Presas Tomo II, Madrid, 1998.
- Δ VILLÓN BEJAR, Mximo Drenaje, Lima, 2005
- Δ VILLÓN BEJAR, Mximo HEC - HMS Ejemplos, Lima, 2008
- Δ VILLÓN BEJAR, Mximo HIDROESTA, Lima, 2005
- Δ VILLÓN BEJAR, Mximo Hidrología Estadística, Lima, 2005



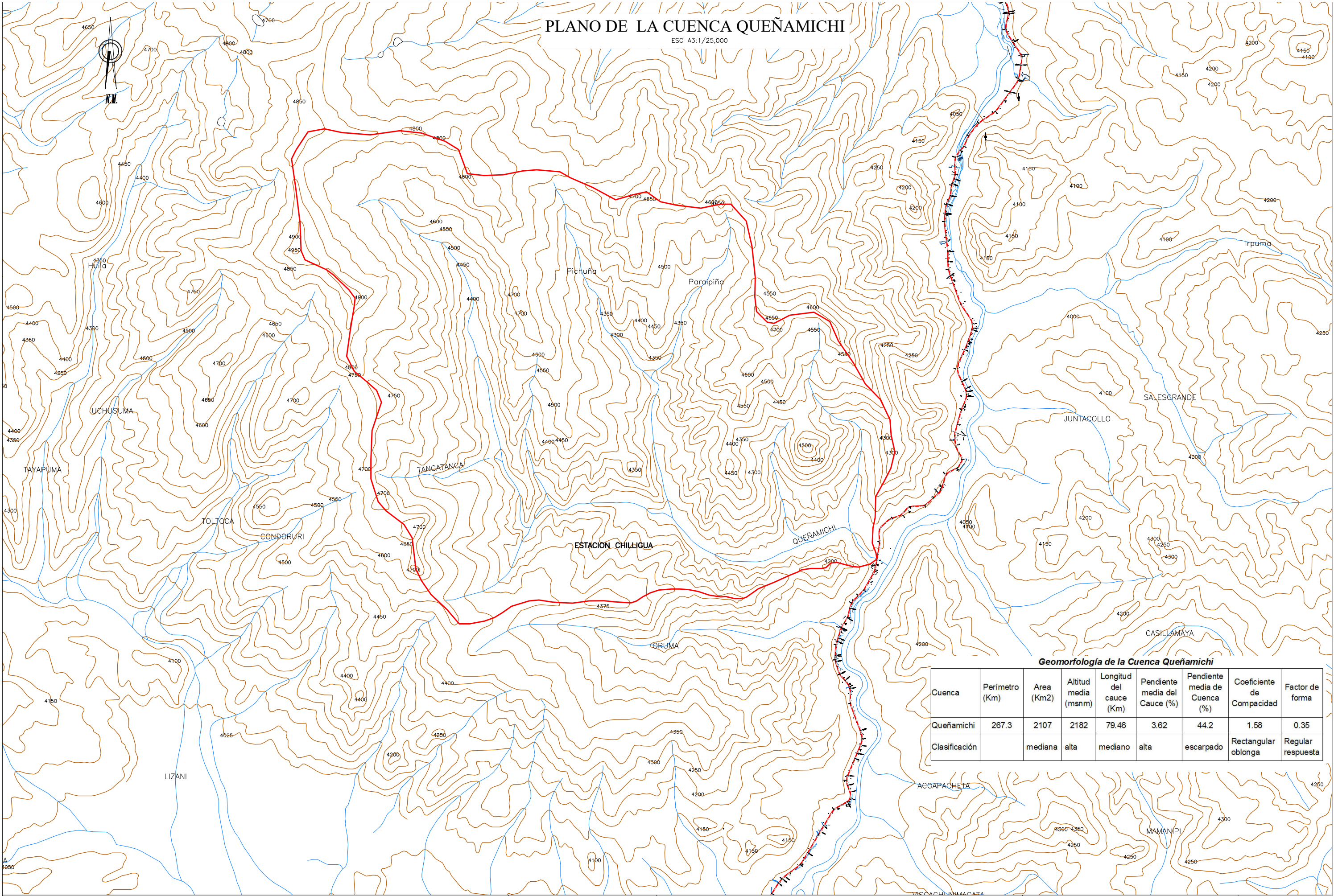
Δ Estudio Hidrológico del Perú, ILA - SENAHMI - UNI, 1980

Δ Guía de prácticas hidrológicas - Volumen II: Gestión de recursos hídricos y aplicación de prácticas hidrológicas - Tabla II.5.5 (OMM N°168 - 2011).

Δ U.S. Army Corps Of Engineers, Technical Reference Manual Modeling System HEC - HMS, 2008

## ANEXOS

#### A. PLANO DE LA CUENCA QUE "AMICHI



Geomorfología de la Cuenca Queñamichi

Cuenca	Perímetro (Km)	Area (Km2)	Altitud media (msnm)	Longitud del cauce (Km)	Pendiente media del Cauce (%)	Pendiente media de Cuenca (%)	Coefficiente de Compacidad	Factor de forma
Queñamichi	267.3	2107	2182	79.46	3.62	44.2	1.58	0.35
Clasificación		mediana	alta	mediano	alta	escarpado	Rectangular oblonga	Regular respuesta



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



PRESENTADO POR:
BACH. DANTE FROILAN INCA CAPCHA
ASESORADO POR:
MSc. DOUGLAS SARANGO JULCA

**CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS PARA EL  
DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE CHILLIGUA.  
OBCARRETERA CHECCA-MAZOCRUZ. REGION PUNO**

PLANO DE CUENCA QUEÑAMICHI

FECHA:	MAYO 2016
ESCALA FORMATO A1:	ESCALA FORMATO A3:
1/50 000	1/25 000
HH-01	

## B. ANALISIS DE FRECUENCIA

## Resultados

### Ajuste de una serie de datos a la distribución Normal

Serie de datos X:

Nº	X
1	59.66
2	44.64
3	36.27
4	35.71
5	35.48
6	35.26
7	34.47
8	34.24
9	33.45
10	32.21
11	32.21
12	31.64
13	31.08
14	30.62
15	30.17
16	29.27
17	28.82
18	28.59
19	28.48
20	27.69
21	27.57
22	25.99
23	25.31
24	25.09
25	23.96
26	23.73
27	23.5
28	23.5
29	23.28
30	22.37
31	21.92
32	21.47
33	21.13
34	21.13
35	19.78
36	19.44
37	19.32
38	18.87
39	17.74
40	15.14
41	12.88
42	12.77

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Delta	m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal
0.0225	1	12.77	0.0233	0.0457	0.0376
0.0005	2	12.88	0.0465	0.0470	0.0387
0.0092	3	15.14	0.0698	0.0789	0.0683
0.0405	4	17.74	0.0930	0.1335	0.1211
0.0477	5	18.87	0.1163	0.1639	0.1512
0.0377	6	19.32	0.1395	0.1772	0.1645
0.0181	7	19.44	0.1628	0.1809	0.1682
0.0054	8	19.78	0.1860	0.1915	0.1789
0.0278	9	21.13	0.2093	0.2371	0.2254
0.0046	10	21.13	0.2326	0.2371	0.2254
0.0063	11	21.47	0.2558	0.2495	0.2381
0.0126	12	21.92	0.2791	0.2664	0.2555
0.0184	13	22.37	0.3023	0.2839	0.2735
0.0048	14	23.28	0.3256	0.3208	0.3119
0.0188	15	23.5	0.3488	0.3300	0.3215
0.0421	16	23.5	0.3721	0.3300	0.3215
0.0556	17	23.73	0.3953	0.3398	0.3316
0.0690	18	23.96	0.4186	0.3496	0.3419
0.0425	19	25.09	0.4419	0.3994	0.3941
0.0558	20	25.31	0.4651	0.4093	0.4045
0.0481	21	25.99	0.4884	0.4403	0.4371
0.0017	22	27.57	0.5116	0.5134	0.5141
0.0160	23	27.69	0.5349	0.5189	0.5199
0.0027	24	28.48	0.5581	0.5554	0.5584

0.0209	25	28.59	0.5814	0.5604	0.5637
0.0337	26	28.82	0.6047	0.5710	0.5748
0.0365	27	29.27	0.6279	0.5914	0.5963
0.0196	28	30.17	0.6512	0.6315	0.6383
0.0233	29	30.62	0.6744	0.6511	0.6588
0.0270	30	31.08	0.6977	0.6706	0.6792
0.0271	31	31.64	0.7209	0.6939	0.7034
0.0275	32	32.21	0.7442	0.7167	0.7271
0.0507	33	32.21	0.7674	0.7167	0.7271
0.0273	34	33.45	0.7907	0.7634	0.7752
0.0231	35	34.24	0.8140	0.7908	0.8031
0.0388	36	34.47	0.8372	0.7984	0.8109
0.0372	37	35.26	0.8605	0.8233	0.8359
0.0539	38	35.48	0.8837	0.8298	0.8425
0.0705	39	35.71	0.9070	0.8365	0.8492
0.0782	40	36.27	0.9302	0.8521	0.8647
0.0248	41	44.64	0.9535	0.9782	0.9833
0.0232	42	59.66	0.9767	0.9999	1.0000

-----  
Ajuste con momentos ordinarios:  
-----

Como el delta teórico 0.0782, es menor que el delta tabular 0.2099. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

-----  
Parámetros de la distribución normal:  
-----

Con momentos ordinarios:  
Parámetro de localización ( $X_m$ )= 27.2821  
Parámetro de escala ( $S$ )= 8.5981

Con momentos lineales:  
Media lineal ( $X_l$ )= 27.2821  
Desviación estándar lineal ( $S_l$ )= 8.158



## Resultados

### Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Normal de 2 parámetros

Serie de datos X:

Nº	X
1	59.66
2	44.64
3	36.27
4	35.71
5	35.48
6	35.26
7	34.47
8	34.24
9	33.45
10	32.21
11	32.21
12	31.64
13	31.08
14	30.62
15	30.17
16	29.27
17	28.82
18	28.59
19	28.48
20	27.69
21	27.57
22	25.99
23	25.31
24	25.09
25	23.96
26	23.73
27	23.5
28	23.5
29	23.28
30	22.37
31	21.92
32	21.47
33	21.13
34	21.13
35	19.78
36	19.44
37	19.32
38	18.87
39	17.74
40	15.14
41	12.88
42	12.77

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Delta	m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal
0.0131	1	12.77	0.0233	0.0102	0.0095
0.0356	2	12.88	0.0465	0.0109	0.0102
0.0311	3	15.14	0.0698	0.0386	0.0370
0.0124	4	17.74	0.0930	0.1054	0.1030
0.0305	5	18.87	0.1163	0.1468	0.1442
0.0256	6	19.32	0.1395	0.1651	0.1625
0.0074	7	19.44	0.1628	0.1702	0.1675
0.0012	8	19.78	0.1860	0.1849	0.1822
0.0382	9	21.13	0.2093	0.2475	0.2452
0.0150	10	21.13	0.2326	0.2475	0.2452
0.0084	11	21.47	0.2558	0.2643	0.2620
0.0077	12	21.92	0.2791	0.2868	0.2847
0.0074	13	22.37	0.3023	0.3097	0.3078
0.0312	14	23.28	0.3256	0.3568	0.3553
0.0195	15	23.5	0.3488	0.3683	0.3669
0.0038	16	23.5	0.3721	0.3683	0.3669
0.0150	17	23.73	0.3953	0.3803	0.3790
0.0263	18	23.96	0.4186	0.3923	0.3912
0.0090	19	25.09	0.4419	0.4509	0.4504
0.0030	20	25.31	0.4651	0.4622	0.4617
0.0081	21	25.99	0.4884	0.4965	0.4965
0.0611	22	27.57	0.5116	0.5727	0.5735
0.0434	23	27.69	0.5349	0.5782	0.5791
0.0555	24	28.48	0.5581	0.6137	0.6149

0.0371	25	28.59	0.5814	0.6185	0.6197
0.0237	26	28.82	0.6047	0.6284	0.6297
0.0194	27	29.27	0.6279	0.6473	0.6488
0.0320	28	30.17	0.6512	0.6831	0.6850
0.0257	29	30.62	0.6744	0.7001	0.7021
0.0190	30	31.08	0.6977	0.7167	0.7188
0.0151	31	31.64	0.7209	0.7361	0.7383
0.0105	32	32.21	0.7442	0.7547	0.7571
0.0128	33	32.21	0.7674	0.7547	0.7571
0.0010	34	33.45	0.7907	0.7917	0.7942
0.0012	35	34.24	0.8140	0.8128	0.8154
0.0186	36	34.47	0.8372	0.8186	0.8212
0.0231	37	35.26	0.8605	0.8374	0.8400
0.0414	38	35.48	0.8837	0.8423	0.8449
0.0597	39	35.71	0.9070	0.8473	0.8499
0.0713	40	36.27	0.9302	0.8589	0.8616
0.0065	41	44.64	0.9535	0.9600	0.9617
0.0197	42	59.66	0.9767	0.9965	0.9968

-----  
Ajuste con momentos ordinarios:  
-----

Como el delta teórico 0.0713, es menor que el delta tabular 0.2099. Los datos se ajustan a la distribución logNormal 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

-----  
Parámetros de la distribución logNormal:  
-----

Con momentos ordinarios:  
Parámetro de escala ( $\mu_y$ )= 3.2604  
Parámetro de forma (Sy)= 0.3074

Con momentos lineales:  
Parámetro de escala ( $\mu_{yl}$ )= 3.2604  
Parámetro de forma (Syl)= 0.304

## Resultados

### Ajuste de una serie de datos a la distribución Gumbel

Serie de datos X:

Nº	X
1	59.66
2	44.64
3	36.27
4	35.71
5	35.48
6	35.26
7	34.47
8	34.24
9	33.45
10	32.21
11	32.21
12	31.64
13	31.08
14	30.62
15	30.17
16	29.27
17	28.82
18	28.59
19	28.48
20	27.69
21	27.57
22	25.99
23	25.31
24	25.09
25	23.96
26	23.73
27	23.5
28	23.5
29	23.28
30	22.37
31	21.92
32	21.47
33	21.13
34	21.13
35	19.78
36	19.44
37	19.32
38	18.87
39	17.74
40	15.14
41	12.88
42	12.77

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Delta	m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal
0.0157	1	12.77	0.0233	0.0075	0.0068
0.0384	2	12.88	0.0465	0.0081	0.0074
0.0375	3	15.14	0.0698	0.0322	0.0303
0.0042	4	17.74	0.0930	0.0972	0.0942
0.0233	5	18.87	0.1163	0.1396	0.1363
0.0191	6	19.32	0.1395	0.1586	0.1553
0.0011	7	19.44	0.1628	0.1639	0.1606
0.0068	8	19.78	0.1860	0.1792	0.1759
0.0359	9	21.13	0.2093	0.2452	0.2422
0.0127	10	21.13	0.2326	0.2452	0.2422
0.0071	11	21.47	0.2558	0.2629	0.2599
0.0076	12	21.92	0.2791	0.2867	0.2839
0.0086	13	22.37	0.3023	0.3109	0.3084
0.0350	14	23.28	0.3256	0.3606	0.3585
0.0238	15	23.5	0.3488	0.3727	0.3707
0.0006	16	23.5	0.3721	0.3727	0.3707
0.0101	17	23.73	0.3953	0.3853	0.3834
0.0207	18	23.96	0.4186	0.3979	0.3961
0.0172	19	25.09	0.4419	0.4590	0.4579
0.0056	20	25.31	0.4651	0.4707	0.4697
0.0178	21	25.99	0.4884	0.5062	0.5056
0.0724	22	27.57	0.5116	0.5840	0.5841
0.0547	23	27.69	0.5349	0.5896	0.5898
0.0671	24	28.48	0.5581	0.6253	0.6258

0.0487	25	28.59	0.5814	0.6301	0.6306
0.0353	26	28.82	0.6047	0.6399	0.6406
0.0309	27	29.27	0.6279	0.6588	0.6595
0.0431	28	30.17	0.6512	0.6942	0.6953
0.0365	29	30.62	0.6744	0.7109	0.7120
0.0295	30	31.08	0.6977	0.7271	0.7284
0.0250	31	31.64	0.7209	0.7460	0.7473
0.0198	32	32.21	0.7442	0.7640	0.7654
0.0035	33	32.21	0.7674	0.7640	0.7654
0.0088	34	33.45	0.7907	0.7995	0.8011
0.0057	35	34.24	0.8140	0.8197	0.8213
0.0120	36	34.47	0.8372	0.8252	0.8268
0.0175	37	35.26	0.8605	0.8430	0.8446
0.0361	38	35.48	0.8837	0.8476	0.8493
0.0546	39	35.71	0.9070	0.8524	0.8540
0.0669	40	36.27	0.9302	0.8634	0.8650
0.0052	41	44.64	0.9535	0.9587	0.9597
0.0188	42	59.66	0.9767	0.9955	0.9957

-----  
Ajuste con momentos ordinarios:  
-----

Como el delta teórico 0.0724, es menor que el delta tabular 0.2099. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

-----  
Parámetros de la distribución Gumbel:  
-----

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 23.4125

Parámetro de escala (alfa)= 6.7039

Con momentos lineales:

Parámetro de posición ( $\mu$ )= 23.4493

Parámetro de escala (alfal)= 6.6402

## Resultados

### Ajuste de una serie de datos a la distribución log-Pearson tipo III

Serie de datos X:

Nº	X
1	59.66
2	44.64
3	36.27
4	35.71
5	35.48
6	35.26
7	34.47
8	34.24
9	33.45
10	32.21
11	32.21
12	31.64
13	31.08
14	30.62
15	30.17
16	29.27
17	28.82
18	28.59
19	28.48
20	27.69
21	27.57
22	25.99
23	25.31
24	25.09
25	23.96
26	23.73
27	23.5
28	23.5
29	23.28
30	22.37
31	21.92
32	21.47
33	21.13
34	21.13
35	19.78
36	19.44
37	19.32
38	18.87
39	17.74
40	15.14
41	12.88
42	12.77

Cálculos del ajuste Smirnov Kolmogorov:

Delta	m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal
0.0233	1	12.77	0.0233	0.0000	0.0041
0.0465	2	12.88	0.0465	0.0000	0.0046
0.0698	3	15.14	0.0698	0.0000	0.0273
0.0930	4	17.74	0.0930	0.0000	0.0967
0.1163	5	18.87	0.1163	0.0000	0.1423
0.1395	6	19.32	0.1395	0.0000	0.1627
0.1628	7	19.44	0.1628	0.0000	0.1683
0.1860	8	19.78	0.1860	0.0000	0.1846
0.2093	9	21.13	0.2093	0.0000	0.2540
0.2326	10	21.13	0.2326	0.0000	0.2540
0.2558	11	21.47	0.2558	0.0000	0.2723
0.2791	12	21.92	0.2791	0.0000	0.2969
0.3023	13	22.37	0.3023	0.0000	0.3217
0.3256	14	23.28	0.3256	0.0000	0.3722
0.3488	15	23.5	0.3488	0.0000	0.3843
0.3721	16	23.5	0.3721	0.0000	0.3843
0.3953	17	23.73	0.3953	0.0000	0.3970
0.4186	18	23.96	0.4186	0.0000	0.4096
0.4419	19	25.09	0.4419	0.0000	0.4704
0.4651	20	25.31	0.4651	0.0000	0.4819
0.4884	21	25.99	0.4884	0.0000	0.5167
0.5116	22	27.57	0.5116	0.0000	0.5924
0.5349	23	27.69	0.5349	0.0000	0.5978
0.5581	24	28.48	0.5581	0.0000	0.6322



25	28.59	0.5814	0.0000	0.6368
0.5814	26	28.82	0.6047	0.0000
0.6047	27	29.27	0.6279	0.0000
0.6279	28	30.17	0.6512	0.0000
0.6512	29	30.62	0.6744	0.0000
0.6744	30	31.08	0.6977	0.0000
0.6977	31	31.64	0.7209	0.0000
0.7209	32	32.21	0.7442	0.0000
0.7442	33	32.21	0.7674	0.0000
0.7674	34	33.45	0.7907	0.0000
0.7907	35	34.24	0.8140	0.0000
0.8140	36	34.47	0.8372	0.0000
0.8372	37	35.26	0.8605	0.0000
0.8605	38	35.48	0.8837	0.0000
0.8837	39	35.71	0.9070	0.0000
0.9070	40	36.27	0.9302	0.0000
0.9302	41	44.64	0.9535	0.0000
0.9535	42	59.66	0.9767	0.0000
0.9767				

-----  
 ----

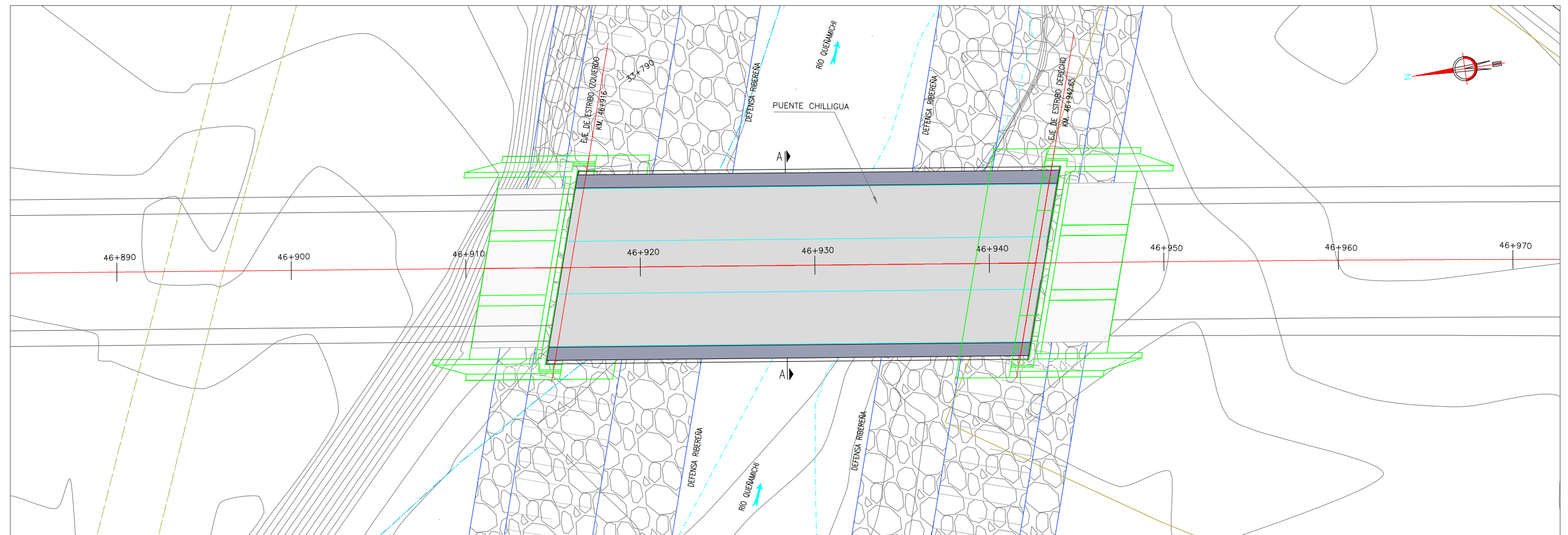
-----  
 Ajuste con momentos ordinarios:  
 -----

Los parámetros:  $X_0$ , gamma y  $\beta$  calculada por momentos ordinarios, son incorrectos, por lo que los datos no se ajustan a la distribución Log-Pearson tipo 3

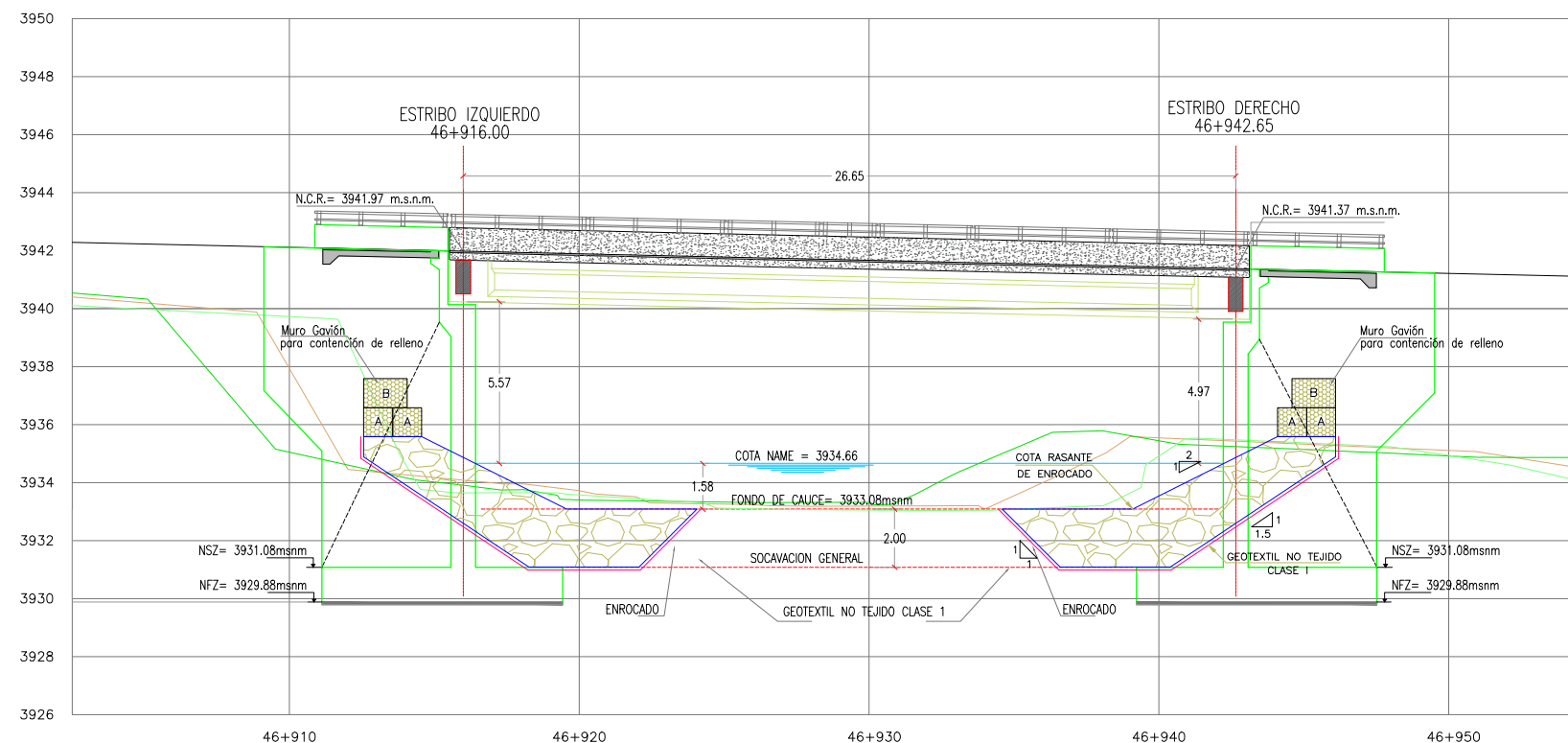
-----  
 Los 3 parámetros de la distribución Log-Pearson tipo 3:  
 -----

Con momentos ordinarios:  
 Parámetro de localización ( $X_0$ )= 8.787  
 Parámetro de forma (gamma)= 323.2722  
 Parámetro de escala (beta)= -0.0171  
 Con momentos lineales:  
 Parámetro de localización ( $X_0$ )= 1.2568  
 Parámetro de forma (gamma)= 43.1754  
 Parámetro de escala (beta)= 0.0464

## C. PERFIL HIDRULICO DEL PUENTE



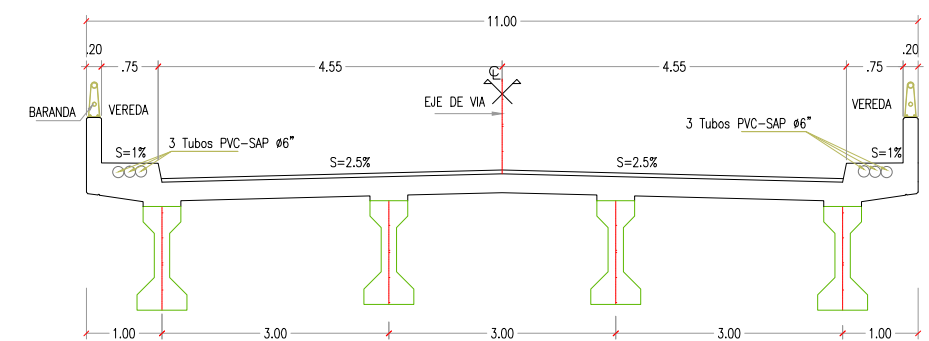
VISTA EN PLANTA  
1:125



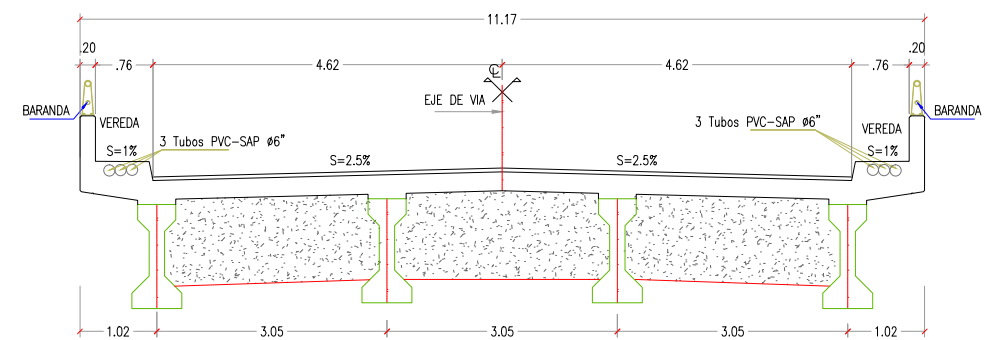
PERFIL LONGITUDINAL  
1:125

LEYENDA

—	RASANTE
—	TERRENO NATURAL
—	AGUAS ARRIBA
—	AGUAS ABAJO
—	NAME



SECCIÓN A-A: SECCIÓN TRANSVERSAL  
1:50



SECCIÓN TRANSVERSAL EN EL EJE DE APOYO  
1:50



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



PRESENTADO POR:  
BACH. DANTE FROILAN INCA CAPCHA  
ASESORADO POR:  
MSc. DOUGLAS SARANGO JULCA

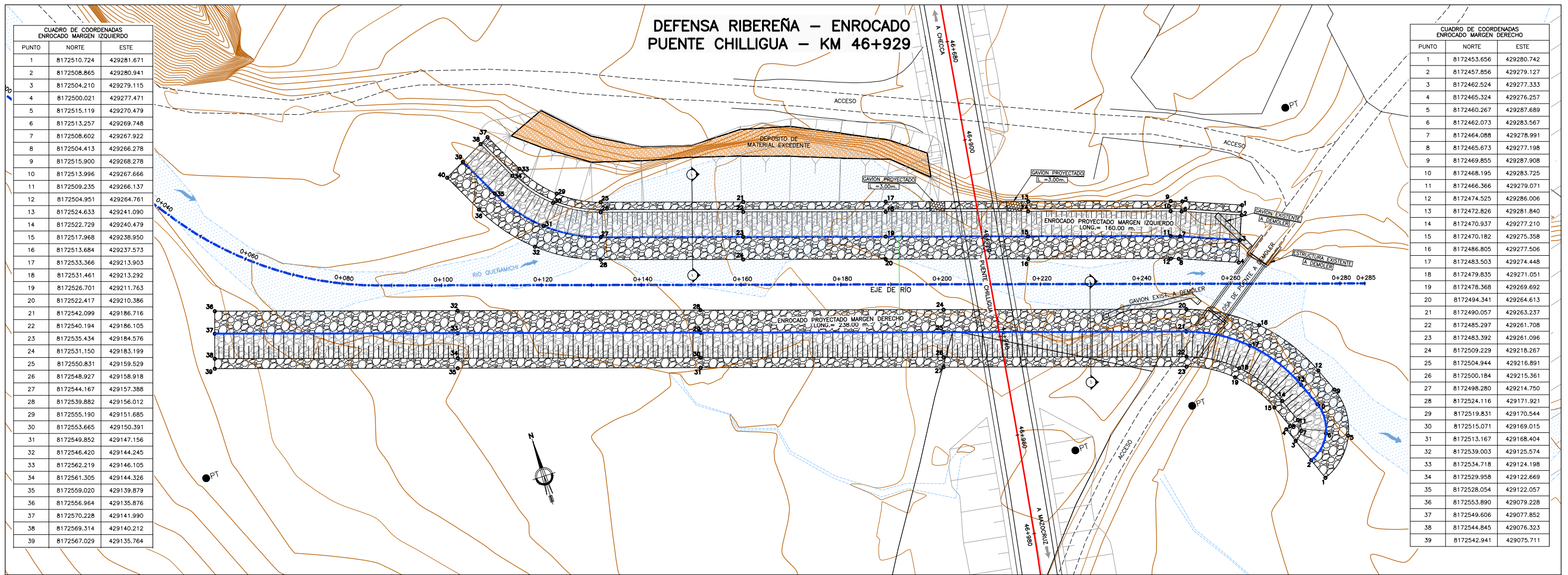
**CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS PARA EL  
DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE CHILLIGUA.  
CARRETERA CHECCA-MAZOCRUZ. REGION PUNO**

PLANTA Y PERFIL DE PUENTE

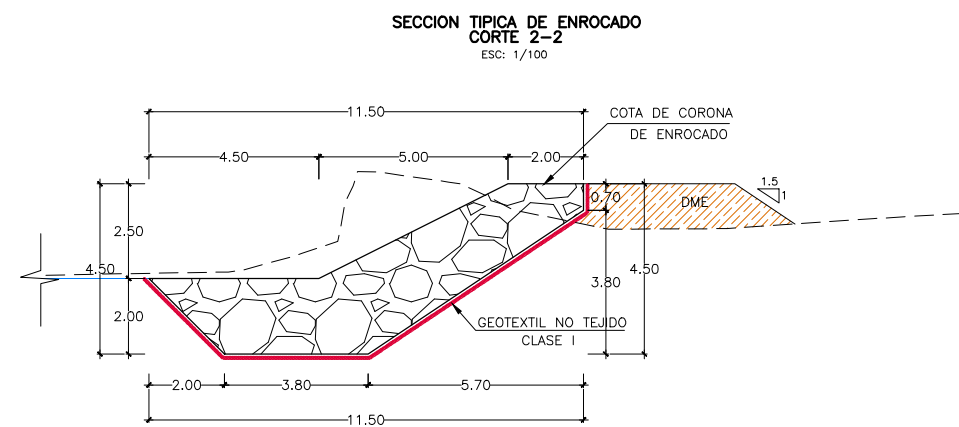
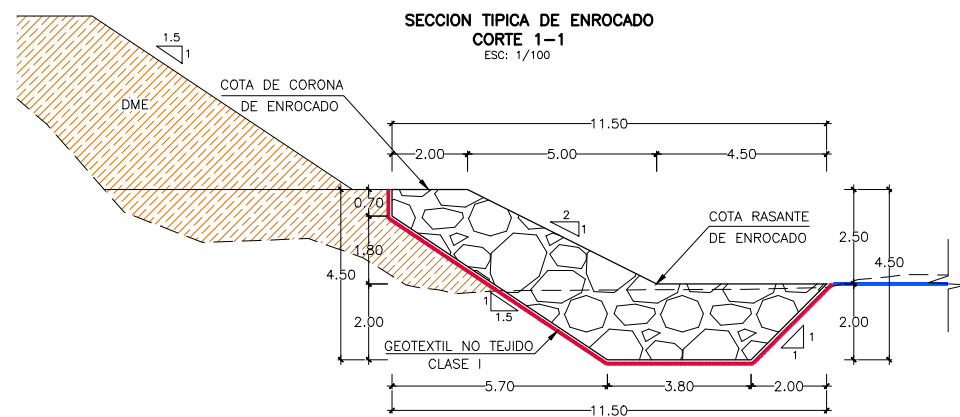
FECHA: MAYO 2016  
ESCALA FORMATO A1: 1/50 000  
ESCALA FORMATO A3: 1/25 000

PL-01

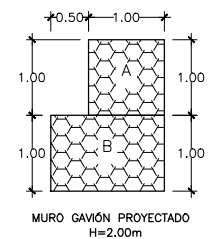
#### D. PLANO DE ENROCADO



PLANTA  
ESC: 1/400



GRANULOMETRIA DE ENROCADO (m)					
D 100		D 75		D 15	
MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.
1.20	1.00	1.00	0.75	0.75	0.50



DETALLE 1 – MURO GAVIÓN  
ESC: 1/50

LEYENDA	
	AREA DE ENCAUZAMIENTO PARA PUENTES
	AREA DE RELLENO NO ESTRUCTURAL
	AREA DE RELLENO ESTRUCTURAL
	AREA DE EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



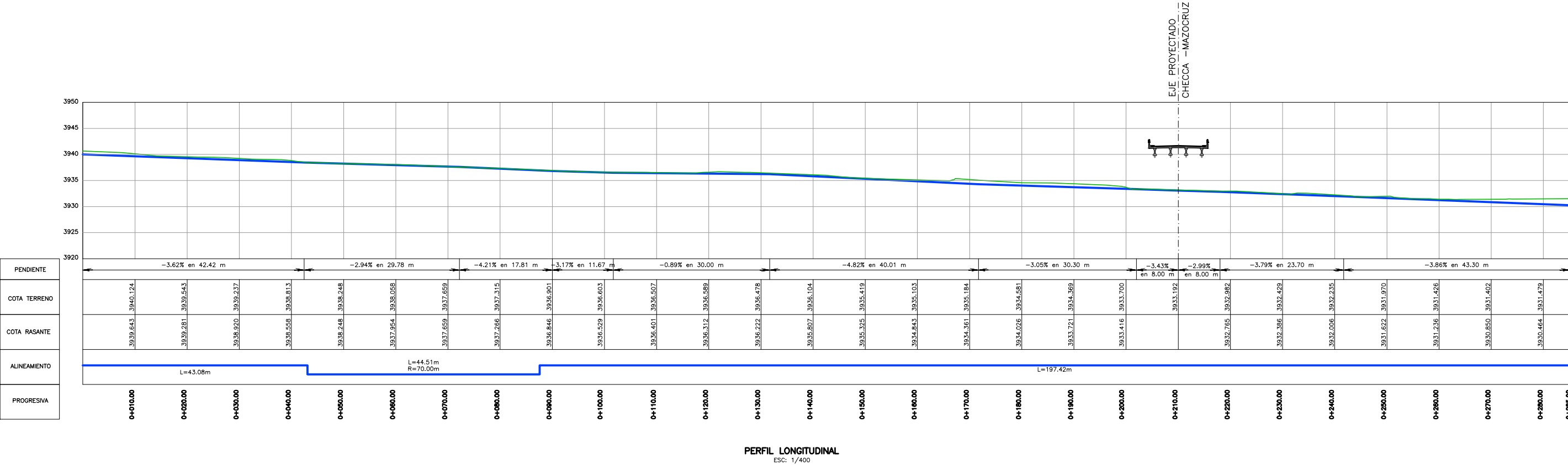
PRESENTADO POR:  
BACH. DANTE FROILAN INCA CAPCHA  
ASESORADO POR:  
MSc. DOUGLAS SARANGO JULCA

CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS PARA EL  
DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE CHILLIGUA.  
CARRETERA CHECCA-MAZOCRUZ. REGION PUNO

DISEÑO DE ENROCADO

FECHA: MAYO 2016  
ESCALA FORMATO A1: 1/50 000  
ESCALA FORMATO A3: 1/25 000  
ENR-01

DEFENSA RIBEREÑA – ENROCADO  
PUENTE CHILLIGUA – KM 46+929

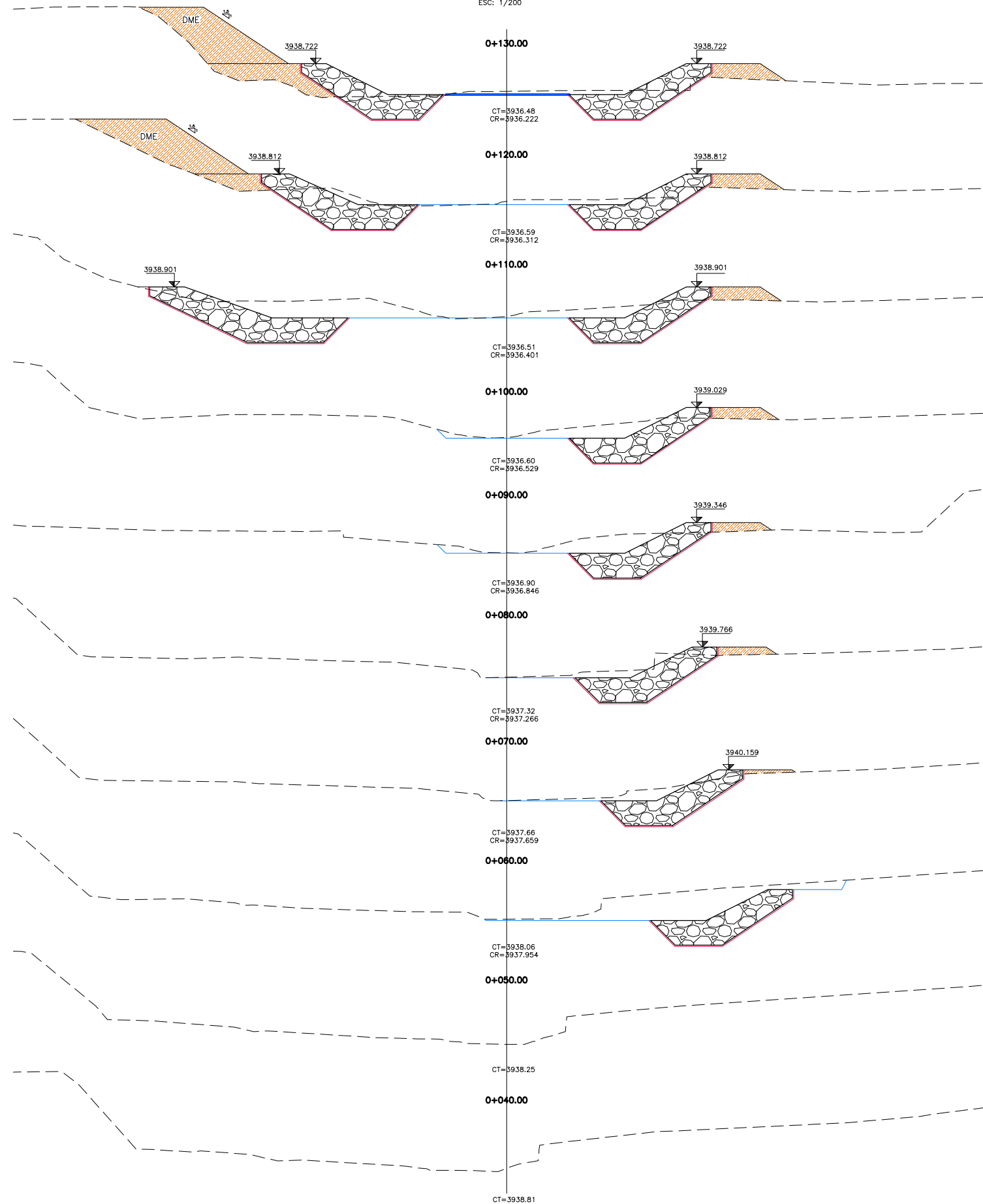


LEYENDA	
<span style="color: green;">—</span>	Terreno Natural
<span style="color: blue;">—</span>	Rasante de Eje de Río



# DEFENSA RIBEREÑA – PUENTE CHILLIGUA SECCIONES TRANSVERSALES

ESC: 1/200



LEYENDA	
	AREA DE ENCAUZAMIENTO PARA PUENTES
	AREA DE RELLENO NO ESTRUCTURAL
	AREA DE RELLENO ESTRUCTURAL
	AREA DE EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



PRESENTADO POR:
BACH. DANTE FROILAN INCA CAPCHA
ASESORADO POR:
MSc. DOUGLAS SARANGO JULCA

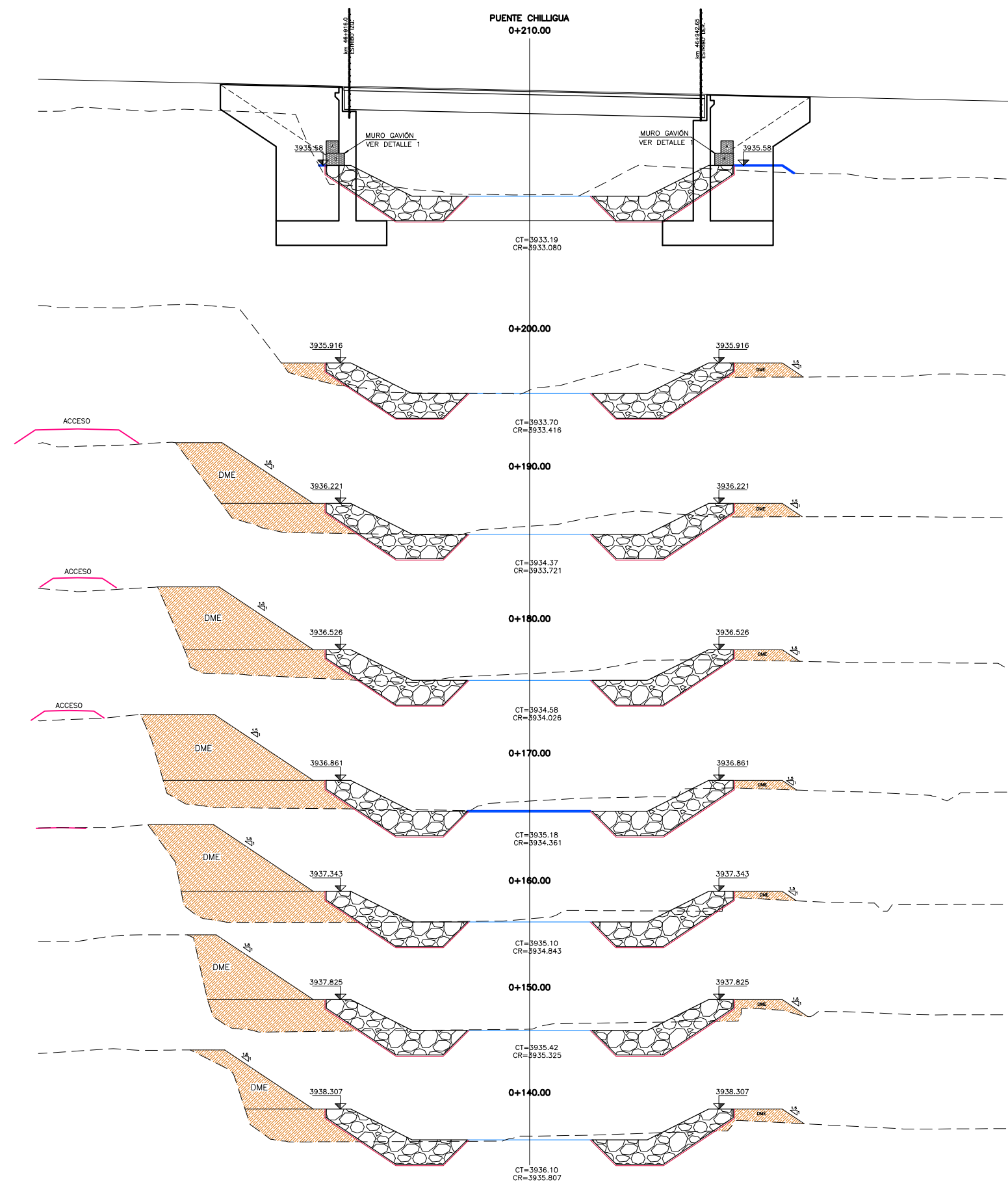
**CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS PARA EL  
DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE CHILLIGUA.  
CARRETERA CHECCA-MAZOCRUZ. REGION PUNO**

DISEÑO DE ENROCADO

FECHA:	MAYO 2016
ESCALA FORMATO A1:	ESCALA FORMATO A3:
1/50 000	1/25 000
ENR-03	

# DEFENSA RIBEREÑA – PUENTE CHILLIGUA SECCIONES TRANSVERSALES

ESC: 1/200



LEYENDA	
	AREA DE ENCAUZAMIENTO PARA PUENTES
	AREA DE RELLENO NO ESTRUCTURAL
	AREA DE RELLENO ESTRUCTURAL
	AREA DE EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



PRESENTADO POR:	
BACH. DANTE FROILAN INCA CAPCHA	
ASESORADO POR:	
MSc. DOUGLAS SARANGO JULCA	

**CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS PARA EL  
DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE CHILLIGUA.  
CARRETERA CHECCA-MAZOCRUZ. REGION PUNO**

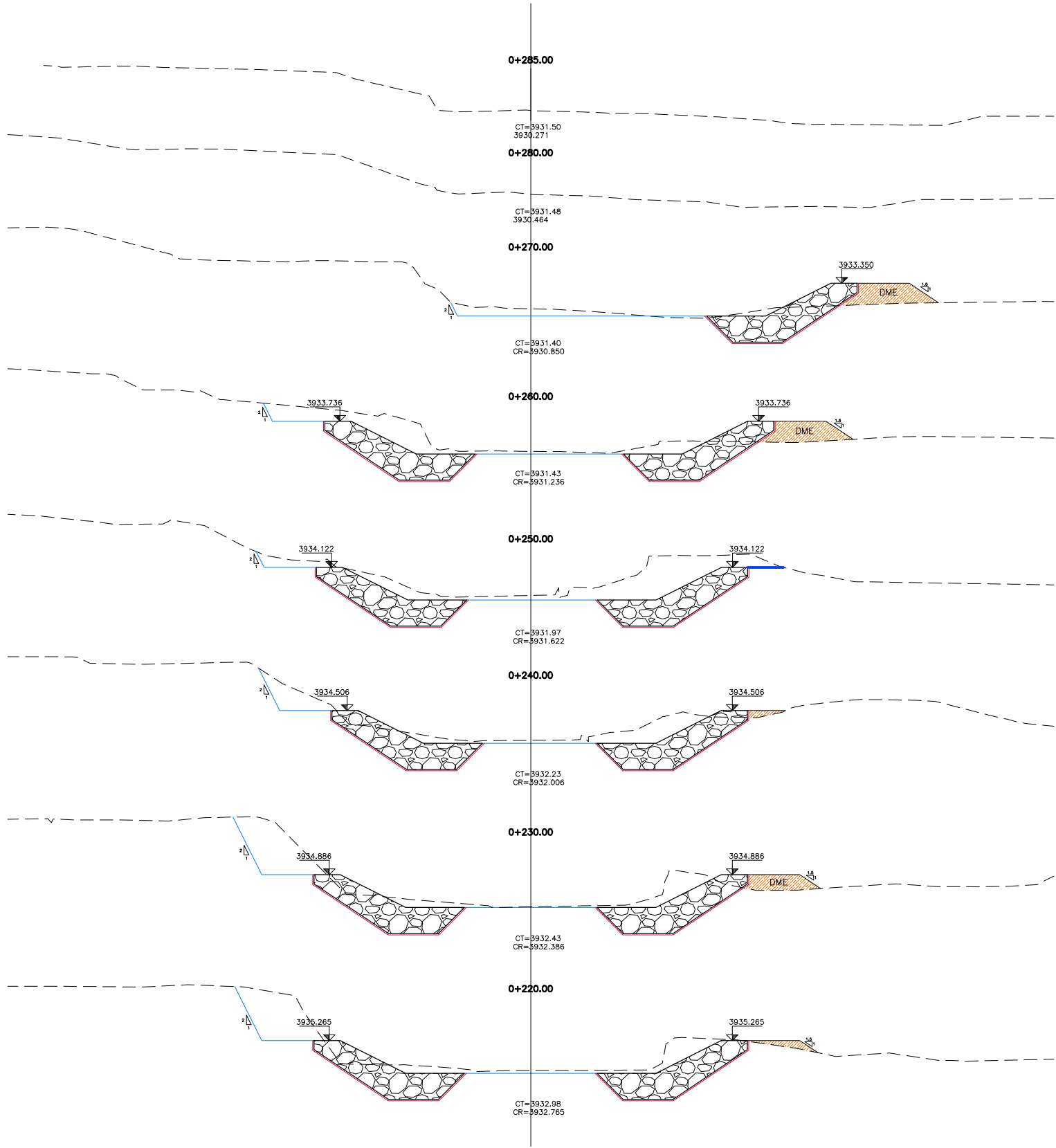
DISEÑO DE ENROCADO

FECHA:	MAYO 2016
ESCALA FORMATO A1:	ESCALA FORMATO A3:
1/50 000	1/25 000
ENR-04	



DEFENSA RIBEREÑA – PUENTE CHILLIGUA  
SECCIONES TRANSVERSALES

ESC: 1/200



LEYENDA	
A.E.P.P.	AREA DE ENCAUZAMIENTO PARA PUENTES
A.R.N.E.	AREA DE RELLENO NO ESTRUCTURAL
A.R.E.	AREA DE RELLENO ESTRUCTURAL
A.E.P.E.	AREA DE EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS



UNIVERSIDAD NACIONAL MAYOR DE SAN MARCOS  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS  
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA MECÁNICA DE FLUIDOS



PRESENTADO POR:
BACH. DANTE FROILAN INCA CAPCHA
ASESORADO POR:
MSc. DOUGLAS SARANGO JULCA

CONSIDERACIONES HIDROLÓGICAS PARA EL  
DISEÑO HIDRÁULICO DEL PUENTE CHILLIGUA.  
CARRETERA CHECCA-MAZOCRUZ. REGION PUNO

DISEÑO DE ENROCADO

FECHA:	MAYO 2016
ESCALA FORMATO A1:	ESCALA FORMATO A3:
1/50 000	1/25 000
ENR-05	